



UNIVERSIDAD
DON VASCO, A.C.

UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.

Incorporación No. 8727-15

a la Universidad Nacional Autónoma de México.

Escuela de Ingeniería Civil

**ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN EDIFICIO
DE ACERO TIPO PÉNDULO, PARA USO DE CASA-HABITACIÓN EN
LA COMUNIDAD DE PARACHO, MICHOACÁN.**

Tesis

que para obtener el título de

Ingeniero Civil

presenta

Abraham Custodio Hernández.

Asesor

Ing. Sandra Natalia Parra Macías

Uruapan, Michoacán, 22 de Marzo del 2013.



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

ÍNDICE.

Introducción.

Antecedentes.	1
Planteamiento del problema.	2
Objetivos.	2
Preguntas de investigación	4
Justificación	5
Marco de referencia.	6

Capítulo 1.- Partes que componen una estructura de acero y acciones a la que trabaja.

1.1. Concepto de estructura.	8
1.2. Los componentes de la estructura.	9
1.3 Cargas que influyen en la estructura.	9
1.4 Solicitaciones a la que está sometida una estructura	12
1.4.1 Compresión.	14
1.4.2. Tensión.	14
1.4.3. Flexión.	17
1.5 Fuerzas nodales.	18
1.6 Propiedades del acero	18
1.6.1 Aleación de acero	19
1.6.2 Clasificación de aceros estructurales.	19
1.7 Propiedades mecánicas del concreto.	24

Capítulo 2.- Armaduras y elementos de conexión.

2.1. Armadura	27
2.1.1. Reseña histórica	28
2.1.2 Miembros que componen una armadura.. . . .	29
2.1.3 Eficiencia estructural en las armaduras.	30
2.1.4 Tipos de armaduras usados.	31
2.1.5 Métodos de análisis.	37
2.2. Conexiones.	39
2.2.1 Conexiones soldadas.	39
2.2.1.1 Ventajas de la soldadura.	40
2.2.1.2 Tipos de soldadura	41
2.2.1.3 Inspecciones de una soldadura.	44
2.2.1.4 Clasificación de las soldaduras.	45
2.2.1.4.1 Tipo de soldadura.	45
2.2.1.4.2 Posición.	46
2.2.1.4.3 Tipo de juntas.	47
2.2.2 Conexiones atornilladas.	48
2.2.2.1 Tipos de tornillos.	48

Capítulo 3.- Resumen de Macro y Microlocalización.

3.1 Generalidades.	50
Macro localización.	53
Microlocalización	54

Capítulo 4.- Metodología.

4.1 Enfoque de investigación	55
--	----

4.2 Método empleado	56
4.2.1 Alcance de la investigación	56
4.3 Diseño	56
4.4 Instrumento de recopilación de datos	57
4.5 Descripción del proceso de investigación	57

Capítulo 5.- Cálculo, análisis e interpretación de resultados.

5.1 Cálculo del coeficiente de la aceleración del suelo.	60
5.2 Análisis de cargas.	75
5.2.1 Peralte efectivo de losa.	77
5.2.2 Revisión de la resistencia de los muros por cargas verticales y horizontales	80
5.2.3 Cargas que llegan a la estructura directamente.	83
5.3 Diseño de la viga.	86
5.4 Diseño de contraventeos.	88
5.5 Diseño de columna.	89
5.6 Diseño de armadura.	92
5.7 Soldadura.	100
Conclusión.	104

Bibliografía.

Anexos.

INTRODUCCIÓN.

Antecedentes.

A principio de este siglo se empezaron a calcular estructuras, pues antes sólo se hacía por conocimientos empíricos no había reglamentos de construcción. En realidad es algo nuevo por lo cual falta mucho por conocer, y un ejemplo palpable es el temblor de 1985 que demostró que lo que se sabía hasta entonces no era suficiente, fue cuando hubo reformas de normas, reglamentos, etc. Hubo más conciencia por desarrollar las normas de Diseño Estructural. El primer edificio hecho con acero comercial y con el respectivo cálculo fue el Steel Center Tower en Chicago a principios del siglo XX. Aunque se tienen datos de que anteriormente se había usado el acero en diferentes formas, no existe registro de cálculo reglamentado.

De la presente tesis no hay precedentes en la Universidad Don Vasco, por lo que será la primera en su género, ya que sólo se encuentra edificios regulares.

El edificio irregular es un problema que tarde o temprano el ingeniero tiene que hacer frente, ya que en la escuela siempre se ven edificaciones regulares, pero en un momento dado el ingeniero tiene retos que ponen a prueba su ingenio para resolver casos muy particulares en la construcción. El diseño de un plano en cuanto a formas, dimensiones y niveles, raramente son hechas por un ingeniero, generalmente son realizados por arquitectos, los cuales ponen muy a menudo estructuras irregulares, y para este tipo de problemas se deben tener varias soluciones. Estas son herramientas que se usan para poder solucionar construcciones poco comunes.

Planteamiento del Problema.

Partiendo de los diferentes tipos de acero, se debe seleccionar el tipo de perfil por el uso destinado y en la dirección a la que se colocará. Las características de suelo que se encuentra en la población en donde se va a edificar son esenciales. Se tiene que ver el movimiento del suelo ya sea vibraciones, temblores o incluso terremotos a costa de la zona sísmica que en su macro localización se señala. De las uniones que este edificio debe tener como son clase de remache, tornillo o soldadura puede haber la combinación de los tres dependiendo de la torsión, cortante o fuerza axial que se ejerza sobre un elemento estructural ya sea primario o secundario. Si se utiliza la soldadura se debe saber el tipo de electrodo que se necesita para soportar las acciones.

Por lo anterior se plantea la siguiente pregunta: ¿Qué es lo que necesita un edificio irregular para que trabaje en condiciones óptimas, tomando en cuenta las cargas en todas sus combinaciones y así elegir los perfiles que se utilizarán en la estructura?

Objetivo

Objetivo general:

Diseñar un edificio irregular teniendo en cuenta la armonía de cada elemento de la estructura y así aprovechar cada una de sus partes al máximo conociendo sus límites de esfuerzo. Para ello se utilizan factores que garantizan la confianza y así optimizar recursos sin dejar a un lado la seguridad, pero también conociendo la zona sísmica y tipo de suelo en que se encuentra la estructura.

Objetivos particulares:

1. Conocer la ubicación y zonificación donde será plantada la estructura.
2. Conocer las diferentes armaduras y la mejor a utilizar.
3. De acuerdo a las fuerzas que se aplican obtener el dimensionamiento de vigas, columnas, losas y todo lo que se requiera.
4. Proponer en las conexiones la mejor opción de acuerdo a la carga a la que estará trabajando.
5. Conocer propiedades y efecto en la estructura aplicando losa-acero para piso y en azotea losa de concreto reforzado.
6. Analizar la estabilidad del departamento en la base en este caso la estructura.
7. Conocer criterios de solución y elegir el que se usará en el diseño.
8. Conocer en general cómo se comporta un edificio irregular.

Preguntas de investigación.

¿Cuáles son las herramientas necesarias para el cálculo de un edificio irregular de acero?

¿Cuál es el método a utilizar para la solución de proyecto?

En cuanto al suelo

¿Cómo contrarrestar los sismos con la mejor opción de cimentación de acuerdo a la zona sísmica?

En cuanto a la estructura

¿En la unión Viga-Columna que tipo de placa debe llevar?

¿Qué tipo de armadura se utilizará para desplantar el departamento?

¿En las conexiones se debe optar si llevará tornillos, remaches o soldadura?

Conocer ¿Cuáles son las diferentes cargas a la que está sometida una estructura?

¿Cuál es la resistencia máxima del edificio teniendo en cuenta el peor escenario que pueda enfrentar?

¿Cómo se comporta una estructura irregular?

Justificación.

Los edificios irregulares son una de las formas menos comunes de construir por lo tanto hay poca información existente, al hacer la presente investigación se generara más preguntas acerca de las edificaciones irregulares y conocer criterios de solución para el mismo así como la factibilidad de ejecución ya que puede dar datos incoherentes con una edificación real y se espera contestar todas ellas.

Tener una inquietud por no hacer lo mismo cada año, ya que si se observa en la Universidad de Ingeniería Civil la mayoría de las tesis son repetitivas y está bien por un lado tener tanta información acerca de un sólo tema pero por el otro se está evitando la variabilidad de temas y se está cerrando a la creatividad.

Marco de referencia.

El diseño de la estructura de la tesis está elaborado para el Estado de Michoacán, el cual se localiza hacia centro-oeste de la República Mexicana, entre las coordenadas 20°23'27" y 17°53'50" de latitud norte y 100° 03'32" y 103°44'49" longitud oeste del meridiano de Greenwich. Limitado al sur con el Océano Pacífico y el estado de Guerrero, al norte con los estados de Guanajuato y Jalisco, al noroeste con el estado de Querétaro, al este con el Estado de México, al noroeste con Colima.

La extensión territorial es de una superficie de 58,836.95 kilómetros cuadrados, que representa 3.04% de la extensión de territorio Nacional. Tiene territorio marítimo de 213 kilómetros y 1,490 kilómetros cuadrados de aguas marítimas.

El municipio de Paracho que es donde se hace el presente estudio, se localiza al norte de Michoacán coordenadas 19°38'38" latitud norte y 102°02'54" longitud oeste, tiene una altura de 2,220 sobre el nivel del mar. Limita al norte con Cheran y Carapan, al Sur con Uruapan y Capacuaro, al este con Arantepacua y Quinceo, al oeste con Nurio y Arato. Cuenta con una población de 16,816 habitantes según el censo del 2005.

En esta población se trabajan artesanías de madera, e instrumentos del mismo material pero en especial guitarras, las cuales tienen calidad de exportación y por lo tanto es conocida como la capital mundial de las guitarras. Su gastronomía está dada de alta en la UNESCO como patrimonio mundial de la humanidad por sus orígenes prehispánicos al igual que algunos ritos y costumbres que se tienen.

Además que se encuentra en la meseta purépecha por lo que a sus alrededores se habla el purépecha, aunque predomina el español se encuentran personas que habla el purépecha y por ser municipio, gente aledaña se viene a vivir a esta población ya que la venta de guitarra crea empleo y existe gran pluralidad de razas, también existen rancheros que se dedican a la ganadería. Y otra parte de sus habitantes también se dedican a la agricultura.

Está situada sobre un plan rodeado de montañas y cabe destacar que al sur por la carretera a Uruapan, en una parte más alta se extrae grava y arena de la mejor calidad que existe en el Estado y por ser una zona volcánica hay muchos materiales pétreos en el subsuelo, como ya se mencionó anteriormente la arena, grava y roca intrusiva y extrusiva.

Su clima es templado frío con lluvias todo el año. Tiene una precipitación pluvial anual de 1,100 milímetros y temperaturas que oscilan entre los 4.0 y 22.0° centígrados.

La superficie forestal maderable, es ocupada por pino, encino y oyamel; la no-maderable es ocupada por matorrales.

La construcción será diseñada en la zona noroeste de la comunidad, en la calle Profesor Enrique Castillo, entre las calles Ignacio Allende y Melchor Ocampo, al oeste está la calle Martha Hernández y al este la calle Consuelo Valero.

CAPITULO 1

COMPONENTES DEL ACERO Y ACCIONES A LA QUE TRABAJA EN OBRA.

En este capítulo se darán a conocer los elementos que se emplean en una estructura de forma detallada, sea tensores, viga, columna, viga-columna, trabes armadas y unión entre viga columna.

1.1 Concepto de estructura.

Johnston (1999) señala que, la estructura es una interrelación estable de elementos unidos sujetos a sollicitaciones, de cortante, axiales y momento. Estas sollicitaciones harán que cada elemento sufra de flexión, flexo-compresión, tensión, compresión y torsión.

De aquí el énfasis que se hace en el diseño y la selección de miembros de acero a tensión, vigas, miembros en compresión (columnas), vigas-columna, trabes armadas y las conexiones que unen estos miembros.

La adecuación de un miembro estructural está determinado en parte por un conjunto de reglas de diseño llamadas especificaciones, que incluyen fórmulas que guían al diseñador al revisar la resistencia, rigidez, proporciones y otros criterios que puedan gobernar la aceptabilidad del miembro.

1.2 Los componentes de la estructura.

De acuerdo a Johnston (1999), en una estructura de acero las vigas, son las que soportan cargas transversales a sus ejes longitudinales y las vigas colocadas en diagonal son las que trabajan a tensión. Las columnas resisten las cargas axiales, lo cual provoca la compresión y cuando hay carga transversal se da la flexo-compresión, cuando este fenómeno ocurre se dice que la columna tiene la función de viga por eso se llama viga-columna. Ahora en cada nodo entre los extremos de los miembros, se deben proporcionar conexiones, que con frecuencia plantean los problemas de diseño más difíciles porque son los menos estandarizados, y, sin embargo, son esenciales para la continuidad de la estructura y su resistencia al colapso.

1.3 Cargas que influyen en la estructura.

El peso de la estructura, que se debe estimar de antemano junto con todo el equipo fijado en forma permanente, se denomina carga muerta. Ahora mencionando a Vinnakota (2006) las cargas muertas incluyen las partes complementarias del edificio necesarias para el darle el uso deseado. Consiste en el peso del techo, largueros, láminas de piso, losas de piso, vigas, trabes, columnas, muros exteriores y revestimientos, acabados de pisos y rellenos, cielorrasos y sus soportes, divisiones permanentes, plomería y muros interiores. Los elementos para servicios eléctricos, plomería y sanitaria son poco contemplados en las cargas por ser elementos pequeños pero si tenemos un edificio de 50 departamentos se multiplica un sólo tubo de 40 kilogramos por varios tramos lo cual se convierte en toneladas y ahora si

perjudicara la estructura, aunque muchas veces se utilizan factores para calcular pesos en las edificaciones y ya no estar incrementando el peso de cada uno ellos.

Existen también las cargas vivas y asimismo para Vinnakota éstas son las cargas relacionadas con el lapso de la construcción, lo que es la ocupación, el uso o mantenimiento de la estructura. Como ejemplos están los muebles, elementos divisorios móviles, grúas, el equipo móvil, el impacto y las explosiones. Las cargas móviles pueden transportarse de un lugar a otro en una estructura sin efecto dinámico, por ejemplo, ocupación humana, mobiliario, libros de una biblioteca, equipo, mercancía almacenada en una bodega y divisiones móviles. Las cargas de movimiento, por otra parte, son aquellas que se pueden trasladar en forma continua sobre la estructura, por ejemplo, grúas sobre travesaños de un edificio, camiones y trenes sobre puentes. Cargas vivas básicas son las que ya tienen coeficientes y las encontramos en reglamentos de acuerdo al tipo de construcción así sube la carga a considerar. Carga viva nominal, la carga viva sobre el piso de un edificio no es uniforme, como se supone en el diseño, sino que consta de diversas áreas que tienen diferentes intensidades de carga. El área utilizada en un diseño para calcular la carga total que debe soportar un miembro estructural se conoce como área tributaria. Por otra parte, el área de influencia, es el área real sobre la que trasciende la carga aplicada que tendrá efecto sobre el miembro analizado. Ninguna porción de una carga aplicada fuera del área de influencia debiera influir sobre el miembro en estudio. En marcos de varios pisos, se suman las áreas de influencia para columnas y cimentaciones que soportan más de un piso. Las cargas de impacto son iguales a

la diferencia entre la magnitud del efecto causado por una carga estáticamente aplicada, estos pueden ser elevadores, monorraíles y grúas.

Así también Vinnakota señala que las cargas relacionadas con el medio ambiente que también son conocidas como accidentales esta la nieve, el hielo, el viento, las fuerzas explosivas, el agua en movimiento, la presión de tierra, el impacto y el efecto sísmico. Las magnitudes de las cargas de viento sobre los edificios varían según la región geográfica, la altura sobre el suelo, el tipo de terreno que los rodea, el tamaño y tipo de otras estructuras cercanas. Las cargas del viento ya que provocan empuje y succión son analizadas con mayor detalle. Las cargas por nieve o lluvia dependerán de muchos factores, de los cuales la ubicación geográfica es la más importante. Entre otros factores incluye la ocupación y la función de la estructura; geometría, exposición condiciones térmicas del techo y el carácter de la superficie del techo.

Haciendo referencia a Van Vlack (1973), la temperatura en el acero es muy importante porque ésta afecta el módulo elástico del material también conocido como módulo de Young, cuando la temperatura va en aumento el módulo de la materia disminuye. Se presenta a continuación la gráfica.

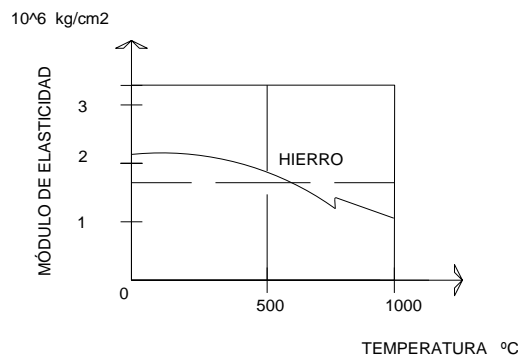


Fig. 1.1 Módulo de elasticidad contra temperatura. (Van Vlack; 1973; 186).

Para poder aislar el calor del acero se utiliza una especie de espuma aisladora de calor.

1.4 Solicitaciones a la que está sometida una estructura.

Se refiere una sollicitación a las acciones que son aplicadas directamente a la estructura que desplazan o deforman, alguno de los elementos de la estructura, ya sea en su eje longitudinal, transversal o los dos al mismo tiempo. A continuación se hace referencia a los 3 principales.

Todas estas sollicitaciones deben ser disipadas con análisis y diseño ya sea de columnas, trabes, conexiones y losas, y todas estas deben tener ductilidad y se refiere a ductilidad de acuerdo a Estrada (1975), como aptitud de adquirir deformación progresiva bajo carga constante o ligeramente creciente, sin presentar disminución alguna en su resistencia. Entonces corresponde a un comportamiento inelástico del material ya que implica la fluencia del mismo, es preciso sin embargo, distinguir entre la ductilidad de éste y la del miembro.

Y en el caso de la presente tesis que se utiliza el acero, éste material presenta buenas cualidades dúctiles en determinadas aleaciones, pero una columna de esbeltez exagerada, construida de un mismo material, puede fallar por inestabilidad elástica o pandeo, demostrando su carencia de ductilidad. Y en este caso como es opuesto a dúctil se denomina fragilidad. A continuación se presenta gráficamente la ductilidad y fragilidad figura 1.2

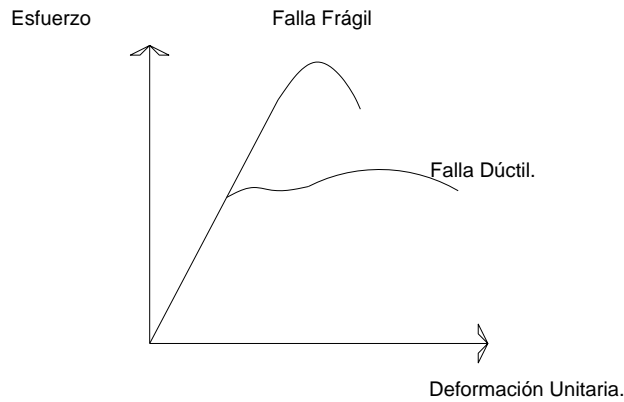


Figura 1.2 Los tipos de falla (Fuente Estrada Uribe: 1975; 220).

La curva de falla dúctil corresponde a una aleación dúctil (para cargas superiores a la de fluencia, las deformaciones crecen considerablemente). La curva de falla frágil se rompe una vez alcanzado el límite elástico, aunque su esfuerzo de fluencia es mayor).

Asimismo Estrada (1975), habla de la ductilidad del material, μ , que define matemáticamente como la relación entre la deformación en el punto “último”, a partir del cual la resistencia decrece continuamente hasta la ruptura ϵ_{μ} , y la deformación en el punto de fluencia ϵ_{ν} .

$$\mu = \frac{\epsilon_{\mu}}{\epsilon_{\nu}}$$

Así esta fórmula dice que entre más sea las sollicitaciones mayor será la deformación, claro para el caso de falla dúctil.

1.4.1 Compresión.

Según Hachete Castell (1981) es “Acción y efecto de comprimir” de lo cual comprimir es “Oprimir, apretar, estrechar, reducir a menor volumen”.

El esfuerzo de compresión es la resultante de las tensiones o presiones que existe dentro de un sólido deformable o medio continuo, caracterizada porque tiende a una reducción de volumen o un acortamiento en determinada dirección.

1.4.2 Tensión.

El concepto de tensión, de acuerdo a Danae (1980), es “Es el estado producido en un cuerpo por fuerzas exteriores o interiores. La tensión se manifiesta por una separación o un acercamiento entre dos puntos del cuerpo situados inicialmente a distancia muy pequeña. A la tensión corresponde (en los metales) una deformación de la estructura cristalina”. Otro concepto de Hachete Castell (1981) “Resultante de las fuerzas resistentes que equilibran en un cuerpo el esfuerzo de tracción a que está sometido”. En conclusión de estos dos conceptos se puede decir que, la tensión es la propiedad principal del acero, esta se refiere al estiramiento de sus partículas por fuerzas interiores o exteriores a ella haciendo que el material tenga una deformación en dirección longitudinal a donde se aplica la fuerza.

Ahora existen dos fases por las que pasa el acero en tensión la fase elástica y la fase plástica. Empezando por la fase elástica, citando a De Buen (1990) habla del

flujo elástico como la utilidad límite de la estructura esto quiere decir que el diseño va a permitir que la estructura trabaje perfectamente bien hasta este punto porque después de haber sufrido una deformación la pieza volverá su forma original. En cuanto a la fase plástica el material en esta etapa después de aplicar más carga que la ya cargada en la fase anterior sufrirá otra deformación de la cual no podrá retornar a su estado original aunque es mucho más la resistencia de la plástica en cuanto a la elástica la plástica no va a permitir que la estructura sea dúctil por eso en el diseño siempre se diseña en la etapa elástica, aunque si se puede diseñar a estado plástico algún elemento de una estructura, la estructura en general deberá trabajar en la zona elástica.

Intervalo elástico: En el intervalo elástico hay concentraciones de esfuerzos en los bordes del agujero que hacen que σ_y aparezca en ellos antes que en el resto de la sección, y cuando la carga crece el flujo plástico se extiende a ambos lados del agujero hasta que eventualmente toda la sección transversal se plastifica. (punto 2 y 3). De acuerdo con la filosofía del diseño elástico, la aparición del esfuerzo de fluencia (punto 1) representa el límite de utilidad estructural de la barra; sin embargo, tiene poco significado desde el punto de vista de su resistencia real, mientras que la carga que ocasiona la plastificación total de la sección si corresponde al límite de utilidad del miembro, puesto que produce elongaciones grandes e incontrolables. Citando a (De Buen; 1990).

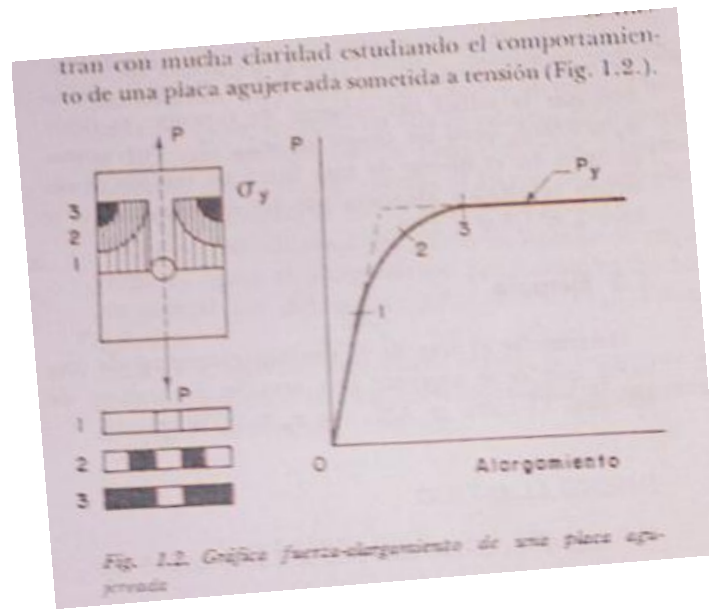


Figura 1.1 Gráfica fuerza-alargamiento de una placa agujerada. (Fuente: De Buen; 1990; 1)

El elemento es sometido a cierta carga teniendo una deformación pero al momento de eliminar esa carga volverá a su estado original.

Flujo plástico: “Se inicia generalmente en zonas localizadas bajo esfuerzos medios apreciablemente menores que el de fluencia del material, debido a que en la práctica la carga no coincide nunca exactamente con el eje de la barra y las secciones transversales nos son idénticas unas a otras, lo que ocasiona flexiones que se superponen con la tensión, apresuran la aparición del esfuerzo de fluencia. Esto hace que a diferencia de la que se obtiene con un espécimen de dimensiones reducidas, la gráfica fuerza-alargamiento de una barra real en tensión este formada por tres zonas claramente definidas, una correspondiente al comportamiento elástico, la segunda de flujo plástico restringido, durante la cual las secciones transversales se

plastifican gradualmente y la tercera, cuando todo el material esta plastificado, correspondiente alargamientos grandes bajo carga constante”. (De Buen;1990,1).

1.4.3 Flexión

Una definición de Hachette Castell (1981), es “Deformación que sufre una pieza larga (viga, barra), sometida a una fuerza aplicada perpendicularmente a su eje longitudinal en los puntos en que no se halla sostenida” la segunda definición es de Danae; (1980: tomo 5:97) “En la teoría de la elasticidad, dicese de la carga que produce, en el plano de la sección recta de un sólido prismático, tensiones(normales al plano de dicha sección) de tracción y de compresión simultáneamente. En la mencionada sección la zona comprimida queda separada de la tensada mediante una recta (trazado del plano neutro del sólido) y la intensidad de la tensión en cada punto es proporcional a la distancia del punto a la recta. La flexión es debida a la acción de un momento y dado que éste es causa de una fuerza explícitamente aplicada resulta acompañada de corte o de esfuerzo normal.”

Se concluye que las barras de eje recto sometidas a la acción de fuerzas transversales. Su capacidad para resistir cargas y transmitir las a los apoyos proviene fundamentalmente de su resistencia a la flexión, pues aunque esta sollicitación se presenta en la mayor parte de los casos acompañada por fuerzas cortantes, estas suelen tener una influencia secundaria en el comportamiento de los elementos estructurales en consideración. Otra definición de acuerdo a Bowles, 1989. Las vigas son miembros estructurales que soportan cargas transversales que producen momentos flectores y fuerzas cortantes, siendo la resistencia a la flexión el

parámetro de diseño de particular significación. Las vigas pueden ser horizontales las más comunes, inclinadas como las vigas de techo, o verticales.

En cuanto a los apoyos que soportan una barra estos sufren de fuerzas las anteriores mencionadas pero también otras como son los **momentos** y se define a éste como “Producto de la fuerza por la distancia de su línea de acción al eje.” Según Danae.

1.5 Fuerzas nodales.

Son sollicitaciones exotérmicas a ese punto ya sea por una de las cargas muertas, vivas o accidentales, o por algún elemento estructural que esté actuando en dicho nodo, o lo que se conoce como conexión. Estas fuerzas son muy importantes en la estructura por que definirán el tipo de conexión que se utilizará en uniones como son viga-columna, columna-placa, losa-columna. Las conexiones pueden ser desde algo simple como soldadura hasta tornillos expansivos de alta resistencia.

1.6 Propiedades del acero.

De acuerdo a Encarta (2000), en la construcción se utilizan generalmente dos grupos de metales y aleaciones: los materiales ferrosos y no ferrosos. Los ferrosos como su palabra lo dice contienen fierro o hierro al menos en la mayoría de su proporción fue llamado así por primera vez por los romanos.

Los materiales no ferrosos no contienen hierro. Estos incluyen el aluminio, magnesio, cobre, plomo y otros elementos metálicos. Las aleaciones como el latón y

el bronce, son combinación de algunos de estos metales no ferrosos y se les denomina aleaciones no ferrosas.

El acero es el material ferroso más usado por su versatilidad y adaptabilidad. Ya que combina la resistencia y posibilidad de ser trabajado, lo que se presta para fabricaciones mediante muchos métodos. Sus propiedades también pueden ser manejadas juntamente con las necesidades específicas mediante tratamiento con calor, trabajo mecánico, o mediante diferentes aleaciones.

1.6.1 Aleación del acero.

Para Encarta (2000), el acero es básicamente una aleación o combinación de hierro y carbono, del cual el último elemento lo tiene de 0,05% a menos del 2%, en ocasiones también lleva en menores proporciones manganeso, silicio, cobre cromo y níquel que se agregan con propósitos determinados.

1.6.2 Clasificación de aceros estructurales.

En acuerdo con el Manual del Ingeniero Civil tomo I (2008) existen 4 tipos de aceros estructurales, sus propiedades mecánicas específicas están en la tabla 1.1.

Aceros al carbón: “son los que: 1) el máximo contenido específico de cualquiera de los elementos siguientes no excede al porcentaje anotado: 1.65% de manganeso, 0.60% de silicio y 0.60% de cobre, y 2) los contenidos mínimos no están especificados para los elementos que se adicionan con objeto de conseguir el efecto de aleación deseado.” (Manual del Ingeniero Civil; 2008; Sección 9.2).

El primer acero al carbono listado en la tabla 1.1 es el A36 que es el usado más comúnmente usado en casi toda clase de la construcción, que de hecho es un acero soldable disponible en láminas, varillas y perfiles estructurales. De los demás que están listados solo se encuentran en láminas tales como A283 y A285 que solo se ha listado en un solo nivel.

“Las láminas A 283 se suministran como acero de calidad estructural con cuatro niveles de resistencia, designados como grados A, B, C y D, los cuales tienen un punto de fluencia de 24, 27, 30 y 33 ksi. Estas láminas de acero son de calidad estructural, y se usan principalmente para depósitos en el almacenaje de aceite y agua. El acero A573 se produce con dos valores de resistencia, es acero de calidad estructural que se destina para instalaciones en temperaturas atmosféricas, lo cual incrementa la tenacidad de la ranura. Los otros acros laminares A285, A515 y A516, se suministran con calidades para depósitos a presión y se utilizan para construcciones de acero en aplicaciones muy críticas, como son las depósitos a presión. Tanto al A515 como el A516 se suministran en cuatro niveles de resistencia, designados como de grados 55, 60, 65 y 70 (denotan su resistencia a la tensión), con punto de fluencia mínimos especificado de 30, 32, 35 y 38 ksi. El acero A515 es para “instalaciones a temperatura altas e intermedias”, mientras que el A516 es para “instalaciones a temperaturas moderadas y bajas.”

La tubería de acero al carbono estructural se proporciona con los requisitos del acero A501, A53 grado A y A53 grado B. El A501 tienen punto de fluencia mínimo especificado de 36 ksi; el A53 grado A y el A53 grado B tienen un punto de fluencia mínimo especificado de 30 ksi 35 ksi, respectivamente.

“El acero de baja aleación y alta resistencia tiene un punto de fluencia mínimo especificado de alrededor 40 ksi en condiciones de rolado en caliente y obtiene su resistencia por la adición de aleaciones pequeñas más que mediante el tratamiento de calor.

El acero A588 está disponible en láminas, perfiles y varillas, proporciona un punto de fluencia de 50 ksi en espesores de cuatro pulgadas y es el acero de uso predominante en las aplicaciones estructurales en donde es importante la durabilidad. Su resistencia a la corrosión ambiental es cuatro veces la del acero al carbono. El acero A242 también brinda una resistencia alta a la corrosión ambiental. Debido a que es superior su resistencia alta a la corrosión atmosférica, los aceros A588 y A242 proporcionan mayor duración a la pintura que los otros aceros estructurales. Además, se toman precauciones adecuadas, este acero puede emplearse al descubierto, o sin recubrimiento, en muchas aplicaciones en las cuales los miembros están expuestos a la atmósfera, ya que se forma un óxido compacto que reduce corrosiones posteriores. Las juntas con pernos en aceros AISI requieren de consideraciones especiales.

El acero de alta resistencia A572 es un acero de baja aleación, que se usa ampliamente para reducir el peso y los costos. Se produce en varios grados proporcionando puntos de fluencia de 42 a 65 ksi. Su resistencia a la corrosión es la misma que la del acero al carbono.”(Manual del Ingeniero Civil; 2008; Sección 9.3).

“Aceros de alta resistencia y al carbono tratado térmicamente, de baja aleación. Este grupo comprende los aceros al carbono y los de alta resistencia

tienen baja aleación y son tratados con calor para obtener mejores propiedades mecánicas.

El A633, grado A hasta E, son láminas de acero soldables que se suministran en condiciones normales para proporcionar una excelente combinación de resistencia (42 a 60 ksi punto e fluencia mínimo) y dureza (por encima de 15 ft-lb a -75°).

El A678, grado A hasta C, son láminas de acero soldable que se suministran bajo condiciones de templado, a fin de proporcionar un punto de fluencia mínimo de 50 a 75 ksi.

El A852 es un acero templado y revenido, intemperizable, con resistencia a la corrosión similar a la del acero A588. Se ha usado para puentes y equipo de construcción.”(Manual del Ingeniero Civil; 2008; Sección 9.5).

“Aceros de aleación estructural, tratados con calor. Son aceros tratados con contenidos de elementos de aleación y son apropiados para aplicaciones estructurales; por ello se les llama aceros de aleación estructural tratados con calor. El A514 (grados A hasta Q) son láminas de acero con cubierta y aleación templadas y un punto de fluencia mínimo de 90 a 100 ksi.”(Manual del Ingeniero Civil; 2008; Sección 9.5). A lo que un ksi equivale a 70.3081 kg/cm².

Designación de la ASTM	Espesor de las láminas, in	Grupo ANSI/ASTM o peso/pie para perfiles estructurales	Punto de fluencia o resistencia de fluencia, ksi	Resistencia la tensión, ksi
Aceros al carbono				
A36	Hasta 8, incl.	Hasta 426 lb/ft, incl.	36	58-80
	No aplicable	Más de 426 lb/ft	36	58
	Más de 8	No aplicable	32	58-80
A283, Grado C	No especificado	No aplicable	30	55-70
A285, Grado C	Hasta 2, incl.	No aplicable	30	55-75
A515 o A516 Grado 55	Hasta 12, incl.	No aplicable	30	55-75
A515 o A516 Grado 60	Hasta 8, incl.	No aplicable	32	60-80
A515 o A516 Grado 65	Hasta 8, incl.	No aplicable	35	65-85
A515 o A516 Grado 70	Hasta 8, incl.	No aplicable	38	70-90
A573, Grado 65	Hasta 1½, incl.	No aplicable	35	65-77
A573, Grado 70	Hasta 1½, incl.	No aplicable	42	70-90
Aceros de baja aleación y alta resistencia				
A242	Hasta ¾, incl.	Grupos 1 y 2	50	70
	Más de ¾ hasta 1½, incl.	Grupo 3	46	67
	Más de 1½ hasta 4, incl.	Grupos 4 y 5	42	63
A588	Hasta 4, incl.	Grupos 1-5	50	70
	Más de 4 hasta 5, incl.		46	67
	Más de 5 hasta 8, incl.		42	63
A572, Grado 42	Hasta 6, incl.	Grupos 1-5	42	60
A572, Grado 50	Hasta 4, incl.	Grupos 1-5	50	65
A572, Grado 60	Hasta 1¼, incl.	Grupos 1 y 2	60	75
A572, Grado 65	Hasta 1¼, incl.	Grupo 1	65	80
Aceros de alta resistencia y al carbono, tratados térmicamente, de baja aleación				
A633, Grado C y D	Hasta 2½, incl.	Investíguese	50	70-90
	Más de 2½ hasta 4 incl.		46	65-85
A633, Grado E	Hasta 4, incl.		60	80-100
	Más de 4 hasta 6, incl.		55	75-95
A678, Grado C	Más de ¾, incl.	No aplicable	75	95-115
	Más de ¾ hasta 1½, incl.		70	90-110
	Más de 1½ hasta 2, incl.		65	85-105
A852	Hasta 4, incl.	No aplicable	70	90-110
Aceros de aleación para construcción, tratados térmicamente				
A514	Hasta 2½, incl.	No aplicable	100	110-130
	Más de 2½ hasta 6, incl.		90	100-130

Tabla 1.1 Propiedades mecánicas específicas de los aceros. (Fuente: Manual del Ingeniero Civil, 2008: Sección 9.4)

Estando en acuerdo con los apuntes de Mecánica de Materiales I, la elasticidad es la capacidad de un metal para recobrar su forma original después de ser cargado y descargado. La fatiga de un metal se presenta cuando se lo aplica un esfuerzo en forma repetida por encima de su límite de tenacidad a través de muchos ciclos de carga y descarga. La ductilidad es la capacidad de deformarse sin fractura en el rango inelástico, esto es, más allá del límite elástico. Cuando se carga en un

estado de esfuerzos de tensión simple, se presenta un punto de fluencia muy definido más allá del punto de fluencia, la ductilidad del acero estructural le permite experimentar alargamientos inelásticos grandes. Por último, se alcanza la resistencia última de ruptura y el espécimen se fractura. La carga de tensión en la fractura, dividida entre el área original del espécimen sin carga, se denomina resistencia última de tensión.

Después de la fluencia inicial, el espécimen se alarga en la zona plástica sin un cambio apreciable en el esfuerzo. En realidad, la fluencia se presenta en regiones muy localizadas, que se endurecen por deformación, esto es, se hacen más resistentes y con ello obligan a que la fluencia se presente, en un nuevo lugar.

Los aceros estructurales son únicos porque son muy tenaces. La tenacidad se puede definir como una combinación de resistencia y ductilidad.

Después de haber llegado a su punto máximo elástico cuando están en el nivel plástico hay un estrechamiento en el elemento y hace lo que se conoce como cuello de botella el cual sigue aguantando muchísimo sin deformarse y después de esto la ruptura.

1.7 Propiedades mecánicas del concreto.

De acuerdo a Meli (2009), es un material pétreo este puede ser de procedencia natural o artificial y también la madera. Son caracterizados por tener poca resistencia a la tensión y gran resistencia a compresión. Su falla es de carácter frágil, tanto en compresión como en tensión.

Así mismo Meli (2009) habla acerca de su maleabilidad, ya que el concreto se presta a tomar formas más adecuadas para el funcionamiento estructural requerido, debido a la libertad con que se puede colocar el refuerzo en diferentes cantidades y posiciones, posible lograr que cada porción de la estructura tenga la resistencia necesaria para las fuerzas internas que se presentan. El colado en el sitio es una característica muy propia del concreto, ya que al prolongar y anclar el esfuerzo en las juntas pueden transmitirse los esfuerzos de uno a otro elemento y se logra continuidad en la estructura. Y tiene gran durabilidad y resistencia al fuego. Pero para que todo esto sea posible debe haber buen manejo y distribución adecuado del acero de refuerzo que siempre lleva el concreto reforzado, así se puede lograr un comportamiento dúctil en elementos sujetos a flexión. Si no se hace de esta forma, el comportamiento es muy poco dúctil cuando la falla está regida por otros estados límite como cortante, torsión, adherencia y carga axial de compresión. En este último caso puede eliminarse el carácter totalmente frágil de la falla si se emplea refuerzo transversal en forma de zuncho mejor como estribo o anillo.

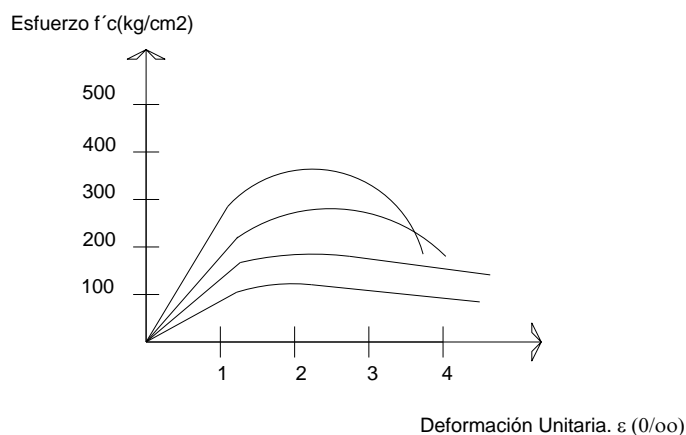


Figura 1.2 Relación Esfuerzo-Deformación de concretos de diferentes resistencias.

El concreto está sujeto a deformaciones importantes por contracción y flujo plástico que hacen que sus propiedades de rigidez varíen con el tiempo. Estos fenómenos deben ser considerados en el diseño, modificando adecuadamente los resultados de los análisis elásticos. Y deben tomarse precauciones en la estructuración y el dimensionamiento para evitar que se presenten flechas excesivas o agrietamientos por cambios volumétricos.

CAPÍTULO 2

ARMADURAS Y ELEMENTOS DE CONEXIÓN

En este capítulo se darán a conocer los elementos mecánicos a detalle que componen el edificio irregular así como las conexiones existentes y el tipo de losa.

2.1 Armadura.

“La armadura es una combinación de miembros estructurales generalmente rectos, arreglados en un plano y unidos entre sí en sus extremos formando uniones a las que se designan como nudos” (McCormac, Nelson; 2002; 478). Asimismo recalca la forma ideal de hacer una armadura, la cual es formando triángulos y colocarlos de tal forma que cada miembro trabaje únicamente a esfuerzos directos de compresión y tensión. Se recomiendan triángulos por que se ha comprobado que es la figura geométrica con más rigidez y económica para soportar grandes cargas.

Otra definición de armadura es “Una armadura es un conjunto de elementos lineales arreglados en forma de triángulo, o combinación de triángulos, para dar lugar a una estructura rígida y plana” (Vinnakota; 2006; 64). Los elementos conforman, comúnmente, uno o varios triángulos en un solo plano y se disponen de forma tal que las cargas externas se aplican a los nudos, por lo que en teoría, sólo causan efectos de tensión o de compresión. En la realidad, algunos esfuerzos de flexión pueden ocurrir como resultado de la fricción en las uniones y de cargas distribuidas aplicadas a los miembros entre las juntas generalmente, estos esfuerzos son menores

comparados con las fuerzas axiales y, por lo común, se ignoran para propósitos analíticos.

2.1.1 Reseña Histórica.

Los romanos construían armaduras de madera de grandes luces para estructuras de puentes y distintas edificaciones, ninguna sobrevivió hasta nuestros días, pero a quedado constancia verbal o escrita de las mismas.

Durante el Renacimiento este tipo de construcción fue revivida por Palladio. Se piensa que el arquitecto italiano Andrea Palladio (1518-1580) fue uno de los primeros en analizar y construir armaduras.

El cálculo de armaduras isostáticas (estáticamente determinadas) es un problema estructural sencillo y todos los elementos para su solución se tenían en el siglo XVI, es sorprendente que antes del siglo XIX no se hubiera hecho algún intento hacia el diseño “científico” de elementos de armadura. Para lograr esto fue decisiva la construcción de los ferrocarriles que comenzó en el año 1821. Toda la teoría de diseño de armaduras fue completamente terminada entre 1830 y 1860.

Los primeros ferrocarriles que se construyeron en Europa Occidental se hicieron en áreas densamente pobladas, los puentes a construir debían tener un carácter permanente, por lo que arcos de piedra y vigas o arcos de hierro colado fueron las soluciones idóneas. Para el caso de Estados Unidos y Rusia, la escasa densidad de población y las grandes distancias obligaron a buscar, inicialmente, una solución más económica y durante los primeros años se uso mucho la armadura de

madera. Las armaduras de Howe, conocidas aún por ese nombre, eran iguales a las de Palladio, excepto en que se empleaba hierro para los tensores. Después de 1840, los puentes del mismo tipo fueron construidos de hierro forjado, y el costo del material impuso los métodos científicos de diseño.

2.1.2 Miembros que componen una armadura.

Negrín (1990), plantea que para los miembros de una armadura suelen usarse en su construcción: puntales de madera, barras metálicas, ángulos, canales e incluso elementos de sección rectangular de concreto armado y/o pretensado. Es ideal la combinación de concreto para los elementos que trabajen a compresión y pretensado para los tensionados. Las uniones de los nudos se logran, normalmente, atornillando o soldando los extremos de los miembros en una placa común.

Las armaduras están compuestas por:

Cuerda Superior: formada por los elementos unidos en toda la parte superior de la armadura, y que generalmente soportan las cargas de la cubierta del techo, que para un trabajo eficiente deben estar concentradas en los nudos.

Cuerda Inferior: formada por los elementos unidos en toda la parte inferior de la armadura, y que generalmente soportan las cargas de las instalaciones eléctricas, hidrosanitarias, aire acondicionado, o de los vehículos en el caso de los puentes.

Elementos Secundarios: formada por los elementos unidos en toda la parte interior de la armadura, y que generalmente ayudan a soportar las cargas de la cuerda superior e inferior, e inclusive muchas veces algunos elementos tienen fuerza

interna axial de valor cero, que se colocan, por simetría, rigidez, estética y construcción.

2.1.3 Eficiencia estructural de las armaduras.

Igualmente Negrín (1990) hace énfasis que en las vigas, tanto de concreto como metálicas u otro material, tienen serias limitaciones para cubrir grandes luces, no sólo para hacer cumplir el estado límite de resistencia, sino fundamentalmente el estado de deflexión. Al aumentar el claro aumenta la deflexión de la viga, para disminuir ésta, se necesita aumentar su sección transversal, logrando una inercia satisfactoria que pueda controlar dicha deflexión. Esto hace que aumente el peso propio que automáticamente aumenta la carga y ésta la deflexión, de manera tal que para grandes claros la deflexión es incontrolable o la sección transversal, necesaria para la viga. Es el momento de echar mano a otra solución estructural: o el arco o la armadura.

Las armaduras se usan, esencialmente, de la misma forma que las vigas de alma llena, pero preferentemente para cubiertas de claro considerables. Una cubierta o entrepiso de relativamente gran claro, formada por vigas, se convierte en antieconómica como consecuencia de la utilización incompleta del material y la posibilidad de pandeo lateral, en virtud del valor considerable del peralte de la sección. En estos casos, la viga de alma llena, se debe sustituir por un sistema reticular, una armadura, cuyos elementos o barras, sometidos a cargas concentradas aplicadas en los nudos, trabajan a compresión o tensión; lo que permiten un

aprovechamiento casi total del material , evitando los negativos efectos de la flexión general y su marcada deflexión.

Estas son, sencillamente, las razones por las cuales la armadura es siempre más ligera que la viga de alma llena para igual carga y altura y las razones por las cuales se puede cubrir mayor luz con una armadura que con una viga.

2.1.4 Tipos de armaduras usados.

Negrín (1990) hace mención de algunos tipos de armaduras usados. Y señala que la mayoría de los tipos de armaduras usadas en la estructuración de cubiertas, puentes, han sido llamadas así por el apellido o nombre de quien las diseñó por primera vez, por ejemplo, la armadura tipo Howe, fue patentada en 1840 por William Howe, la armadura Warren, fue patentada por los ingleses James Warren y Willboughby Monzoni en 1848.

Las armaduras serán mencionadas a continuación:

Armadura Howe

La armadura Howe, patentada en 1840 aunque ya había sido usada con anterioridad, se utilizó mucho en el diseño de armaduras de madera. Está compuesta por montantes verticales entre el cordón superior e inferior. Las diagonales se unen en sus extremos donde coincide un montante con el cordón superior o inferior. Con esa disposición se lograba que los elementos verticales, que eran metálicos y más cortos estuviera tensionados, mientras que las diagonales más largas estaban

comprimidas, lo cual era económico puesto que los elementos metálicos eran más caros y con la disposición Howe se minimizaba su longitud.

Las armaduras de dos aguas Howe son los tipos más comunes de armaduras de peralte medio, y tienen claros máximos de 27 ó 30m.

Armaduras Warren

Este tipo de armadura, en la forma utilizada para viguetas ligeras de alma abierta, se usan elementos de barras de acero redondas con múltiples dobleces. Para el caso de elemento principal de cubierta y entrepisos se utilizan perfiles clásicos L, C y hasta W. Cuando se utiliza en gran escala, la Warren ofrece la ventaja de que proporciona un máximo de espacio abierto libre para la inclusión de los elementos de servicio del edificio que deben pasar a través de las armaduras (ductos, tuberías. Etc.)

El rasgo característico de este tipo de armadura es que forman una serie de triángulos isósceles (o equiláteros), de manera que todas las diagonales tienen la misma longitud. Típicamente en una armadura de este tipo y con cargas aplicadas verticales en sus nudos superiores, las diagonales presentan alternativamente compresión y tensión.

Se pueden usar armaduras Warren para cubrir luces de hasta 90 metros y más.

Armadura Pratt plana

Representa la adaptación de las armaduras al uso más generalizado de un nuevo material de construcción de la época: el acero. A diferencia de una armadura Howe, las barras están inclinadas en sentido contrario, de manera que las diagonales están sometidas a tensión, mientras que las barras verticales están comprimidas.

En esencia tiene una tipología y uso muy parecidos a la Warren. Para la armadura de cuerdas paralelas, la Pratt ofrece la ventaja de tener los miembros más largos del alma a tracción y los miembros verticales más cortos a compresión (menos efecto de pandeo). Se usan en techos de claros moderados entre 18 y 30 metros. Si se requiere de mayor claro serían más recomendables las armaduras de abanico o las armaduras Fink.

Armaduras Fink

Para techos de pendientes mayores (más de 15°) la armadura Fink es muy usada, las Howe y Pratt también pueden usarse pero no son tan económicas, la armadura Fink ha sido utilizada para claros del orden de los 37m. Un hecho que la hace más económica es que la mayoría de los miembros están en tensión, mientras que los sujetos a compresión son bastante corto, además es importante saber que la triangulación de una armadura se proyecta tomando en cuenta el espaciamiento de los largueros. Ya que usualmente es conveniente localizar los largueros sólo en los vértices de los triángulos, la triangulación principal puede subdividirse. La armadura Fink puede ser dividida en un gran número de triángulos y coincidir casi con cualquier espaciamiento de largueros.

Armadura Delta

Otra forma popular de armadura es el arreglo tridimensional conocido como armadura delta. Ésta armadura deriva su nombre de la forma de su configuración, un triángulo equilátero que se asemeja a la letra griega delta (Δ). Donde no es posible el arriostramiento lateral, o no es deseado, en armaduras planas comunes, puede utilizarse la armadura delta, la cual ofrece resistencia tanto a cargas verticales como horizontales. La forma delta también se utiliza para columnas de celosía.

Armadura de estructura triarticulada:

Cuando se necesita cubrir luces de más de 30m, debe tomarse en consideración el uso de la estructura triarticulada de acero, ya que pueden proporcionar soluciones más económicas, en comparación con el biarticulado y el empotrado.

Armaduras tipo diente de sierra

Estas armaduras pueden utilizarse cuando la separación entre columnas no es objetable y se desea una iluminación natural adecuada por medio de ventanales en construcciones anchas. Sus caras más inclinadas llevan los ventanales y están generalmente orientadas al norte para una iluminación difusa más pareja. Estructuralmente es una estructura aporticada muy eficiente y se usa mucho en fábricas textiles.

También Negrín (1990) hace mención de otras recomendaciones para cada una de las armaduras para así optar por la más eficiente de acuerdo al uso que se le vaya a dar.

Las armaduras más usadas para la construcción de puentes de carretera o ferrocarril son las del tipo Pratt, Warren, Tipo K, Pettit, viga y/o columna Vierendeel, la cual a menudo no es considerada como una armadura, debido a su configuración, la cual no está formada por triángulos, sin embargo es un tipo de alma abierta cuya capacidad de carga viene dada por la resistencia de sus miembros a flexo compresión.

Las armaduras más usadas para la construcción de cubiertas de techos son la Pratt, Fink, Howe y Warren.

Para la selección del tipo de armadura que ha de usarse, es una cuestión de llenar los requisitos de las condiciones de trabajo y de usar materiales y procedimientos en una forma económica. El tipo de triangulación seleccionado puede depender hasta cierto punto de las preferencias del proyectista, pero un factor importante que debe considerarse es el ángulo entre miembros que se intersecan. Además el peralte de la armadura puede estar determinado por la pendiente deseada en un techo ó por una relación económica claro – peralte en un puente. Puede estar determinado por la altura libre deseada o por la necesidad del contraventeo.

La elección del tipo de armadura depende de varios factores como son: Claro a salvar, carga a soportar, tipo de cubierta desde el punto de vista arquitectónico, necesidades de iluminación, aislamiento y ventilación.

Algunos tipos de armaduras, por su eficiencia en la configuración, pueden cubrir grandes claros, como las de forma de arco en la cuerda superior, sin embargo

constructivamente son más difíciles y se convierten en soluciones no usuales o especiales. Sin embargo en los últimos años los techos curvos auto soportantes, pueden ofrecer soluciones prácticas para cubiertas de hangares, bodegas, fábricas, talleres, y otros usos.

Las armaduras son empleadas igualmente para estructuras en edificios que en puentes y sirven para soportar cargas de techos o pisos, el cual en la presente tesis esto último es lo que se va tomar en cuenta.

A continuación se presentan las armaduras dibujadas:

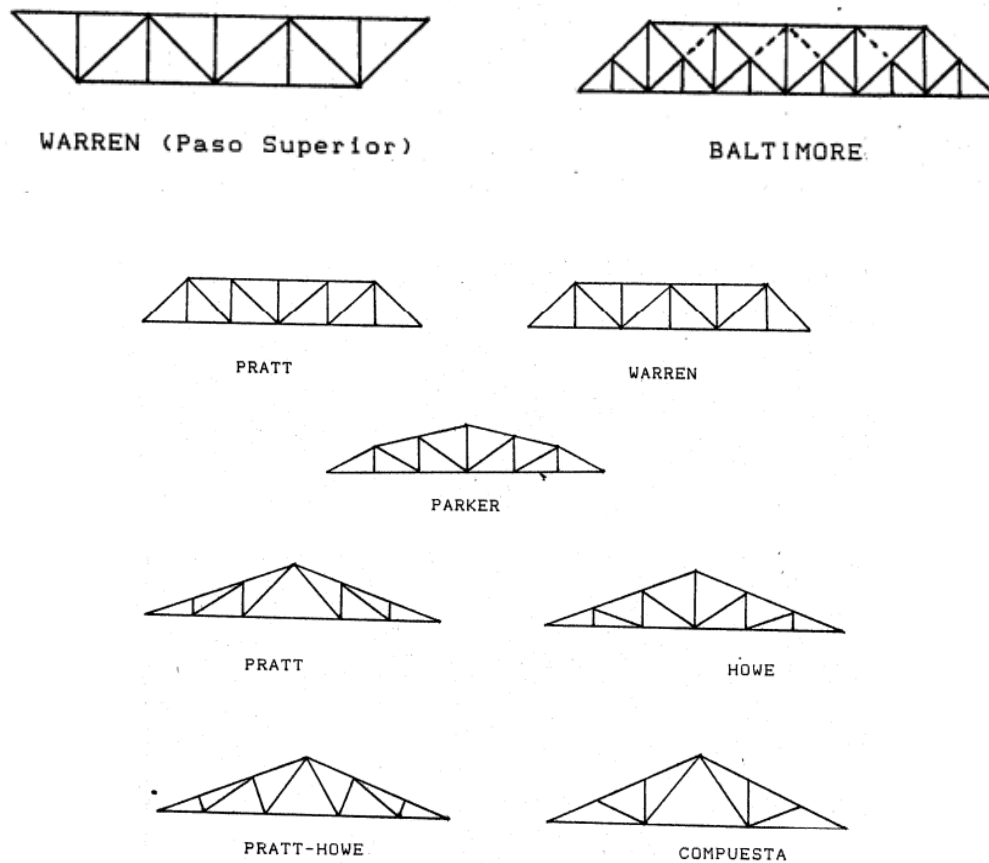


Fig. 2.1 Tipos de armaduras (Fuente McCormac y Nelson; 2002; 478)

2.1.5 Métodos de Análisis.

El primer análisis “científico” de armadura fue realizado en 1847 por Squire Whipple, un constructor de puentes norteamericano de la ciudad de Utica, N.Y. En 1850 D. J. Jourawski, un ingeniero ferroviario ruso, creó el **método de solución de los nudos**, por el cual se obtienen los esfuerzos en los miembros considerando las condiciones de equilibrio de cada nudo a la vez; sin embargo esto no se conoció en Occidente hasta que el ingeniero ferroviario alemán Kart Culmann, profesor del Politécnico de Zurich, lo publicó independientemente unos años después en 1866.

En 1862 el ingeniero alemán A. Ritter, planteó otro método analítico: **el método de las secciones**. Ritter cortó la armadura a lo largo de una línea imaginaria y sustituyó las fuerzas internas por fuerzas externas equivalentes. Haciendo sumatoria de momento en puntos convenientes (puntos de Ritter) pueden obtenerse todas las fuerzas internas.

Clerk Maxwell, profesor de Física y Astronomía del King's College, en Londres, publicó en 1864 la conocida solución gráfica del diagrama de esfuerzos recíprocos, una de las más notables contribuciones a la teoría de estructuras, la cual fue hecha por un científico que no tenía vínculo alguno con las estructuras, sino que es conocido por su teoría del electromagnetismo. Este profesor de Física también sentó las bases para un método de análisis de estructuras estáticamente indeterminadas: **método de las fuerzas**, la flexibilidad o Maxwell-Mohr.

Los tres métodos para el análisis de armaduras fueron desarrollados en un período menor de veinte años, después de diseñarse empíricamente armaduras durante siglos.

Todos estos métodos de cálculo suponen que los miembros de las armaduras se unen por articulaciones y en realidad las primeras armaduras así se unieron. Por ejemplo, la armadura patentada por el inglés James Warren en 1848 eran miembros de hierro colado que trabajaban a compresión o tensión con agujeros para los pasadores incorporados en la fundición: una clásica articulación.

Métodos usando un computador a través de un programa, que en este caso se utilizará un programa que utiliza el elemento finito para analizar una estructura, se SAP, con todas sus combinaciones.

2.2 Conexiones

En acuerdo con Vinnakota (2006) existen diferentes clases conexión uno es el **rígido** o conexiones resistentes a momento, y tiene la capacidad de transmitir el momento flexionante y la fuerza cortante de un miembro a otro. También se encuentran las **conexiones semirrígidas** en las cuales hay rotaciones relativa entre el extremo de la viga y la unión a la que está conectada, y el momento transmitido es una función que se conoce y dependiente de esta rotación de la conexión, y tienen la característica que son más fáciles de fabricar y montar así que son las que cuestan menos. A veces los momentos transmitidos son tan insignificantes por que los

elementos de la conexión son tan flexibles, que estos se conocen como **conexiones simples de cortante**, un ejemplo son las columnas apoyadas sobre una placa base la cual esta empotrada a una zapata de concreto.

Ahora para cada clase de conexión también se tienen elementos de restricción tanto de momentos como cortante.

McCormac (2002) habla de 3 formas de unión o conexión de miembros, una son las conexiones soldadas, conexiones con remaches y conexiones atornilladas. A continuación serán mencionadas.

2.2.1 Conexiones soldadas:

“La soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico, permitiendo que las partes fluyan y se unan con o sin la adición de otro material fundido” (McCormac;2002; 431). Asimismo McCormac (2002) habla que la soldadura se ha usado desde hace tres mil años en Grecia aunque es seguro que se usó mucho antes que eso, lo hacían mediante el calentamiento del metal por fundición y luego a martillazos era unida. La soldadura como la conocemos en nuestro tiempo ha sido también usada desde hace varios años pero tiene poco que se empezó a usar para elementos estructurales, y la razón por la se usaba muy poco fue porque los ingenieros creían que tenían dos grandes desventajas: 1) tenía poca resistencia a la fatiga en comparación con las conexiones atornilladas o remachadas. 2) no era posible asegurar la calidad de la soldadura si no se hacía una inspección burdamente amplia y costosa. Actualmente los ingenieros aceptan las juntas soldadas ya que se ha comprobado que tiene alta

resistencia a la fatiga y acerca de la inspección se tienen las mejores técnicas utilizadas y requerimientos para la mano de obra de las especificaciones de diferentes organizaciones pero una en particular americana con el nombre de AWS (American Welding Society), y así no tener que preocuparse por la inspección. Además la química en los acero está siendo perfeccionada para mejorar la soldabilidad. Por lo ahora se utiliza en casi todos los trabajos estructurales, excepto en algunos puentes.

2.2.1.1 Ventajas de la soldadura.

Anulando las causas anteriores McCormac (2002) señala que ya no se teme utilizar la soldadura y ahora se plantearán de las ventajas, que a la soldadura se le atribuyen:

1. La primera y es la que más le interesa a la gente es la economía. Este tipo de conexión permiten eliminar gran parte de acero en placas de unión y de empalme, que son realmente necesarias en las estructuras remachadas o atornilladas. Y en algunas ocasiones incluso se puede ahorrar en el peso de acero hasta en un 15% o más.
2. Tiene más zona de aplicación en relación con los remaches o los tornillos. En algunas conexiones incluso utilizar tornillos resulta imposible colocarlos por el impedimento mecánico del mismo.
3. Las estructuras soldadas son más rígidas, porque los miembros es soldados directamente uno al otro bueno casi siempre esto es lo que ocurre. Almenos

que no se necesite de acuerdo al plano estructural dicha rigidez se deberá optar por otro tipo de conexión.

4. La fusión en las partes por unir, hace a las estructuras realmente continuas. Existe la unión monolítica que en el concreto colado en el lugar se puede lograr a diferencia que es un prefabricado gracias a la soldadura puede ser también monolítica.
5. En el diseño es más sencillo realizar cambios en el diseño y en el montaje corregir errores.
6. Otra curiosa ventaja es el silencio con lo que se puede hacer y esto es importante si trabaja cerca de hospitales o escuelas.
7. Se usan pocas piezas, y por lo tanto, menos fabricación, montaje y detalle en la obra.

2.2.1.2 Tipos de soldadura.

Haciendo de nuevo mención a McCormac (2002) existen dos tipos de soldaduras la de gas y las de arco, y la más usada en soldadura estructural es el arco. La soldadura en arco eléctrico, se usa una barra metálica, llamada electrodo, esta se va fundiendo a medida que esta se realiza. Y cuando se usa soldadura por gas se necesita introducir una barra metálica conocida como llenador o barra de soldar. Asimismo, para que se lleve a cabo dicha acción se necesita de un soplete, manejando manualmente o por una maquina computarizada, el gas que se utiliza comúnmente es el acetileno, y el nombre real que esta recibe se llama oxiacetilénica. La flama que esta produce es tan fuerte que se utiliza incluso para cortar. Aunque es

sencillo el proceso y fácil de aprender, es un proceso lento en comparación con el otro por lo que solo usa para reparación y mantenimiento.

Al igual que en la soldadura por gas en la de arco eléctrico es sostenido ya sea por un operador o por una máquina computarizada. Es una chispa continua que se va fundiendo, entre el electrodo y las piezas a soldar. La resistencia del aire o gas entre el electrodo y las piezas que se sueldan, convierte la energía eléctrica en calor.

Este proceso se encuentra a una temperatura de 3 200 y 5 500 °C.

“A medida que el extremo del electrodo se funde, se forma pequeñas gotitas o globulitos de metal fundido, que son forzadas por el arco hacia las piezas por unir, penetrando en el metal fundido para formar la soldadura. El grado de penetración puede controlarse con precisión por la corriente consumida. Puesto que las gotitas fundidas de los electrodos, en realidad son impulsadas a la soldadura, la soldadura de arco puede usarse con éxito en trabajos en lo alto” (McCormac; 2002; 434-435).

La soldadura debe protegerse ya que este al hacerse a cabo como el metal es líquido puede tener grandes proporciones de gases del aire circulante como puede ser oxígeno y nitrógeno. Los gases ocasionan porosidad. En donde existen los huecos de la porosidad deja de tener continuidad y entonces pierde resistencia y sufre de corrosión. Para proteger al electrodo se le añaden compuestos minerales alrededor. El arco eléctrico hace que el recubrimiento se funda, creando un gas inerte o vapor alrededor del área que se suelda, quiere decir que el aire circulante no puede ocupar el área en donde se encuentra el vapor. También los minerales

contienen pequeñas porciones de metal esto hace que tenga menor densidad y fundirse suben a la superficie y protegiendo a la soldadura en lo que se enfría.

Después del enfriamiento, la escoria puede removerse fácilmente con un cepillo de alambre o piqueta, es importante retirarlo antes de que se utilice la pintura sobre la misma área.

Reiterando a McCormac (2002), el electrodo debe ser escogido cuidadosamente por que dependiendo del mismo afecta a la resistencia, ductilidad y resistencia a la corrosión. Existen varios tipos de electrodos, estos se emplean de acuerdo al tipo de metal se suelda, la cantidad de material que se necesita depositar, la posición del trabajo, etc. Pero en general solo se dividen en dos clases: los electrodos con recubrimiento ligero y los electrodos con recubrimiento pesado.

Los electrodos con recubrimiento pesado se utilizan normalmente en la soldadura estructural, estos son más fuertes, resistentes y dúctiles que los electrodos de recubrimiento ligero, ya que en los últimos no se prevé la oxidación solo se usa un estabilizador como es la cal.

Así mismo McCormac (2002) habla de procesos a soldar precalificados y aceptados por especificación: “1) Soldadura por arco metálico protegido(SWAW), 2) soldadura de arco sumergido (SAW), 3) Soldadura de arco metálico con gas (GMAW), y 4) soldadura de arco con núcleo fundente (FCAW). El proceso SMAW es el proceso usual usando para soldadura manual, mientras que los otros tres son usualmente automáticos o semiautomáticos.” (McCormac; 2002; 437).

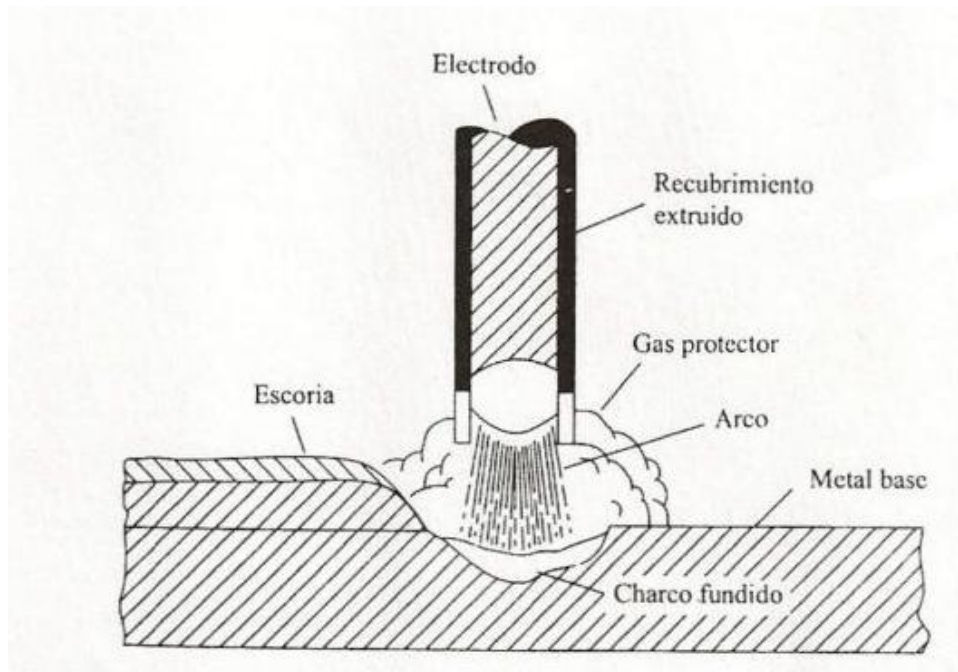


Fig. 2.2 Como trabaja una soldadura. (Fuente: McCormac;2002;437)

2.2.1.3 Inspección de soldaduras.

En general se mencionarán tres pasos para realizar la inspección de soldaduras: 1) establecer buenos procedimientos de soldadura, 2) usar soldadores calificados, y 3) emplear inspectores en el taller y en la obra.

2.2.1.4 Clasificación de las soldaduras.

McCormac (2002), menciona tres clasificaciones para las soldaduras y se basa en el tipo de soldadura realizada, posición de las soldaduras y tipo de junta.

2.2.1.4.1 Tipo de soldadura.

Los dos tipos principales de soldaduras son las soldaduras de filete y de ranura. Existen además las soldaduras de tapón de muesca que no son comunes en el trabajo estructural. Se mencionan a continuación

En la soldadura de filete se hace un traslape entre los miembros de acero.

En la soldadura de ranura se hacen como su nombre lo dice haciendo un corte o rebanarle un pedazo al miembro de acero, ahora hay dos tipos de ranuras las de penetración completa, que se extiende sobre todo el espesor de las partes conectadas. Y las de penetración parcial, que se extienden solo en parte del espesor de los miembros.

En la soldadura tapón se une dos piezas por medio de una soldadura circular en una de las cuales se hacen la o las perforaciones necesarias para soldar.

En la soldadura muesca se forma un agujero alargado que un miembro con otro a través de la muesca. La soldadura puede llenar parcial o totalmente la muesca.

Los últimos dos tipos de soldadura se utilizan cuando la soldadura filete no alcanza la suficiente superficie de soldado pero no son recomendadas para acciones de tensión perpendicular en dichas uniones.

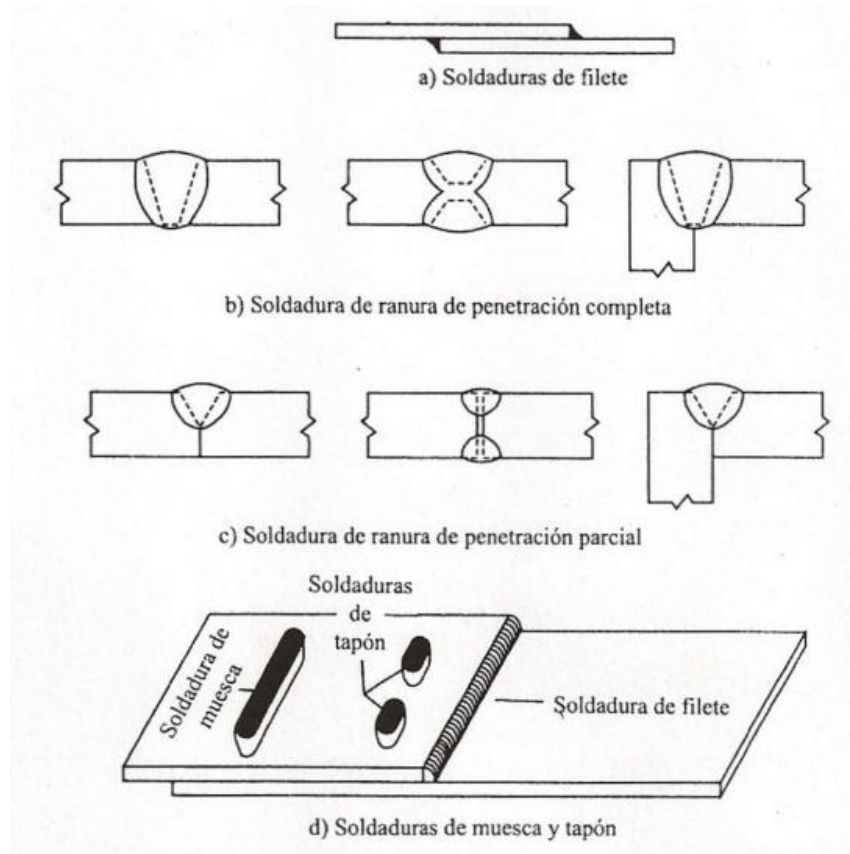


Fig. 2.3 Tipos de soldadura. (Fuente: McCormac;2002;442)

2.2.1.4.2 Posición.

“Las soldaduras se clasifican respecto a la posición en que se realizan como: planas, horizontales, verticales y en la parte superior o sobre cabeza, siendo las planas las más económicas y las de la parte superior las más costosas.” (McCormac; 2002;442).

2.2.1.4.3 Tipo de juntas.

“Las soldaduras también pueden calificarse de acuerdo con el tipo de junta usada: a tope, traslapada, en te, de canto en esquina, etc” (McCormac; 2002;442). A continuación es mostrada cada una de ellas.

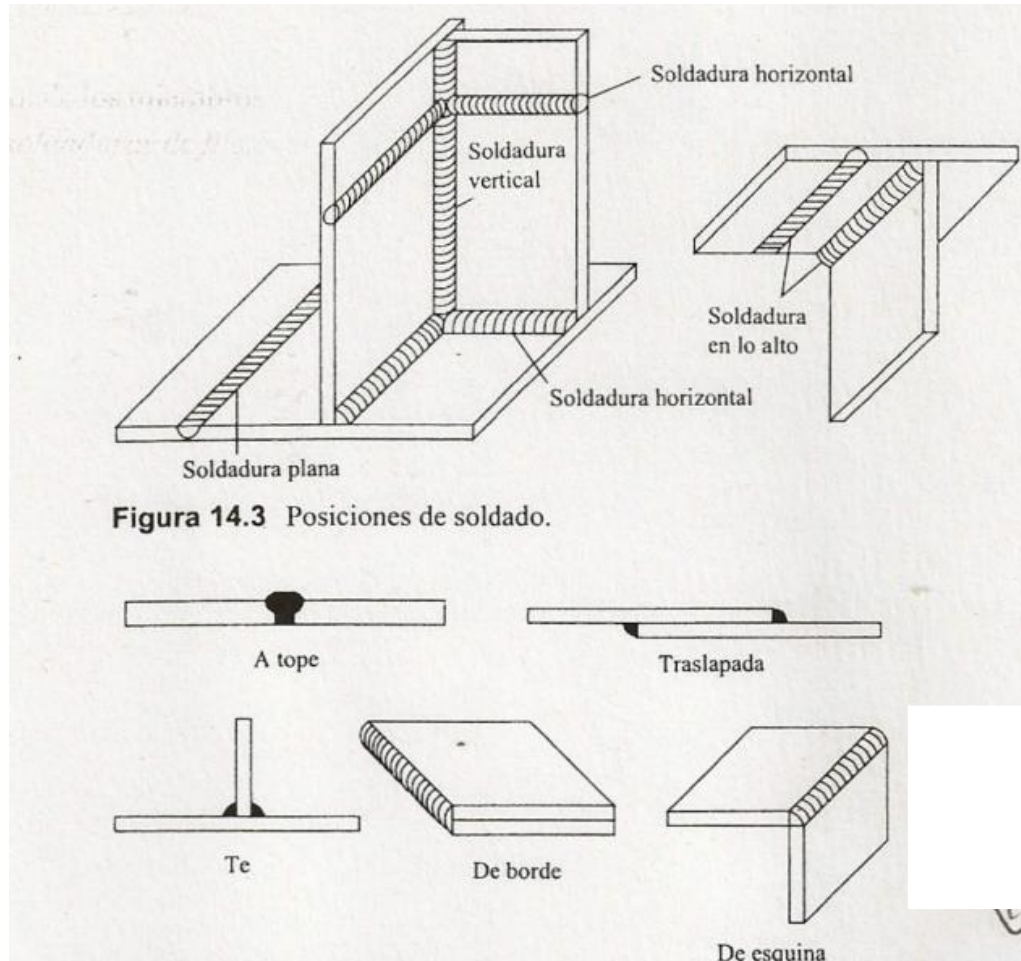


Figura 14.3 Posiciones de soldado.

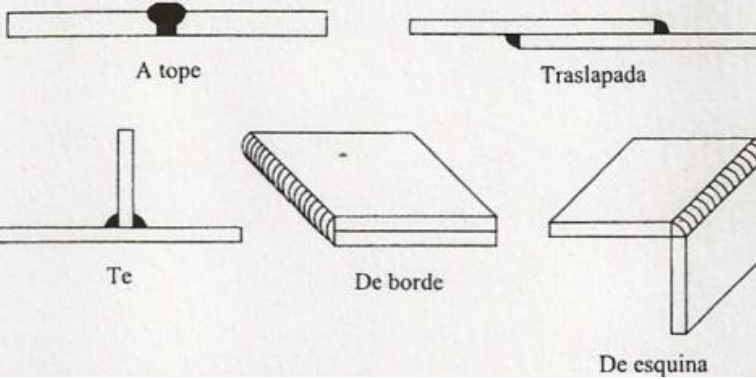


Fig. 2.4 Tipo de juntas. (Fuente: McCormac;2002;442).

2.2.2 Conexiones atornilladas.

Este tipo de conexiones según McCormac (2002) requiere de mano menos especializada que la soldadura y es un proceso muy rápido.

2.2.2.1 Tipos de tornillos.

De acuerdo a Mc Cormac (2002) hay gran variedad de tornillos los cuales serán mencionados a continuación.

Tornillos ordinarios o comunes: Son designados por reglamento de ASTM como tornillos A307 y tiene características casi iguales a las del acero A36 en cuanto a su esfuerzo y deformación. Hay diámetros de 5/8 pulg. hasta 1 ½ pulg. en incrementos de 1/8 pulg. Se encuentran tornillos A307 con cabeza y tuercas cuadradas para reducir costos, pero las cabezas hexagonales se usan a veces porque, son más fáciles de manipular con las llaves mecánicas y requieren menos espacio para girarlas. Se usan principalmente para cargas estáticas y en miembros secundarios.

Tornillos de alta resistencia: Son fabricados a base de acero al carbono tratado térmicamente y aceros aleados; tienen resistencias a la tensión dos veces mayor a la de los tornillos ordinarios. Solo hay dos tipos básicos, los A325 hechos acero al carbono tratado térmicamente y los A490 también tratados térmicamente, pero hechos con acero aleado. Los tornillos de alta resistencia son utilizados para todo tipo de estructuras, desde pequeños edificios hasta rascacielos y puentes

monumentales. Transmiten cargas generalmente por fricción, ya que la unión de tuerca y cabeza es fuertemente afianzada. En ocasiones se fabrican tornillos de alta resistencia a partir de acero A449 con diámetros mayores a 1 ½ pulg. que es el diámetro máximo de los A325 y A490.

CAPÍTULO 3

RESUMEN DE MACRO Y MICROLOCALIZACIÓN.

En este capítulo se habla de todos los aspectos meteorológicos, geográficos, topográficos, hidrológicos y geotécnicos que afectan a beneficio o perjuicio de la estructura a realizar.

3.1 Generalidades.

La elaboración de la estructura estará localizada en el Estado de Michoacán, el cual se encuentra en el centro-oeste de la República Mexicana, entre las coordenadas 20°23'27" y 17°53'50" de latitud norte y 100° 03'32" y 103°44'49" longitud oeste del meridiano de Greenwich. Limitado al sur con el Océano Pacífico y el estado de Guerrero, al norte con los estados de Guanajuato y Jalisco, al noroeste con el estado de Querétaro, al este con el Estado de México, al noroeste con Colima.

De acuerdo al INEGI (2010) el municipio de Paracho se localiza al norte de Michoacán coordenadas 19°38'38" latitud norte y 102°02'54" longitud oeste, tiene una altura de 2,220 sobre el nivel del mar Limita al norte con Cheran y Carapan, al Sur con Uruapan y Capacuaro, al este con Arantepacua y Quinceo, al oeste con Nurio y Arato. Cuenta con una población de 16,816 habitantes según censo del 2005.

La construcción será diseñada en la zona noroeste de la comunidad, en la calle Profesor Enrique Castillo, entre las calles Ignacio Allende y Melchor Ocampo, al oeste está la calle Martha Hernández y al este la calle Consuelo Valero.



En el predio se hizo la respectiva excavación para la prueba de la muestra inalterada se obtuvo la muestra a una profundidad de 1.5 m.

Foto 3.1 Excavación del pozo

para extraer prueba. Fuente: Propia.

Se tuvo el asesoramiento de un profesional en el tema que trabaja para la empresa ISDECON, cuyo nombre es P. Joaquín Galván



Foto 3.2 Se explica del proceso de

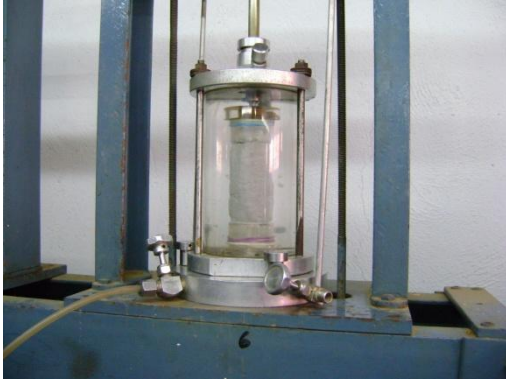
extracción. Fuente: Propia.



Aquí se muestra la extracción de la prueba inalterada. A simple vista se nota que se trata de arena-limosa por su color y tamaño de partículas.

Foto 3.3 Extracción de prueba inalterada.

Fuente: Propia.



En esta foto se ve la prueba triaxial que después de haber hecho las 3 pruebas dio una $Q_{admisible}$ de 8.79 ton/m². La tabla de resultados anexada al final.

Foto 3.4 Prueba Triaxial. Fuente: Propia



Vista desde un lugar más alto para ver desde una perspectiva más general del área a trabajar.

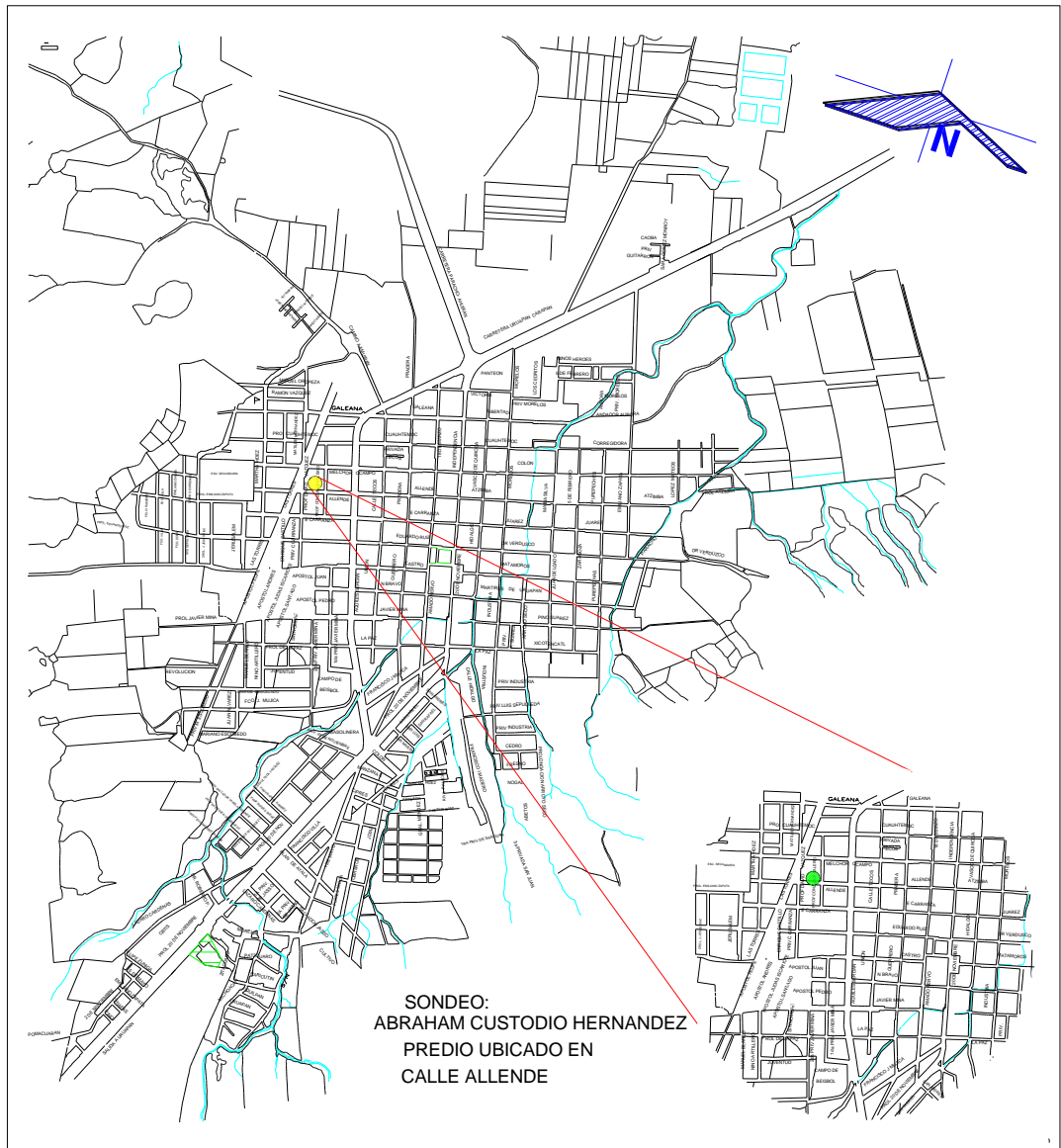
Foto 3.5 Vista general. Fuente: Propia

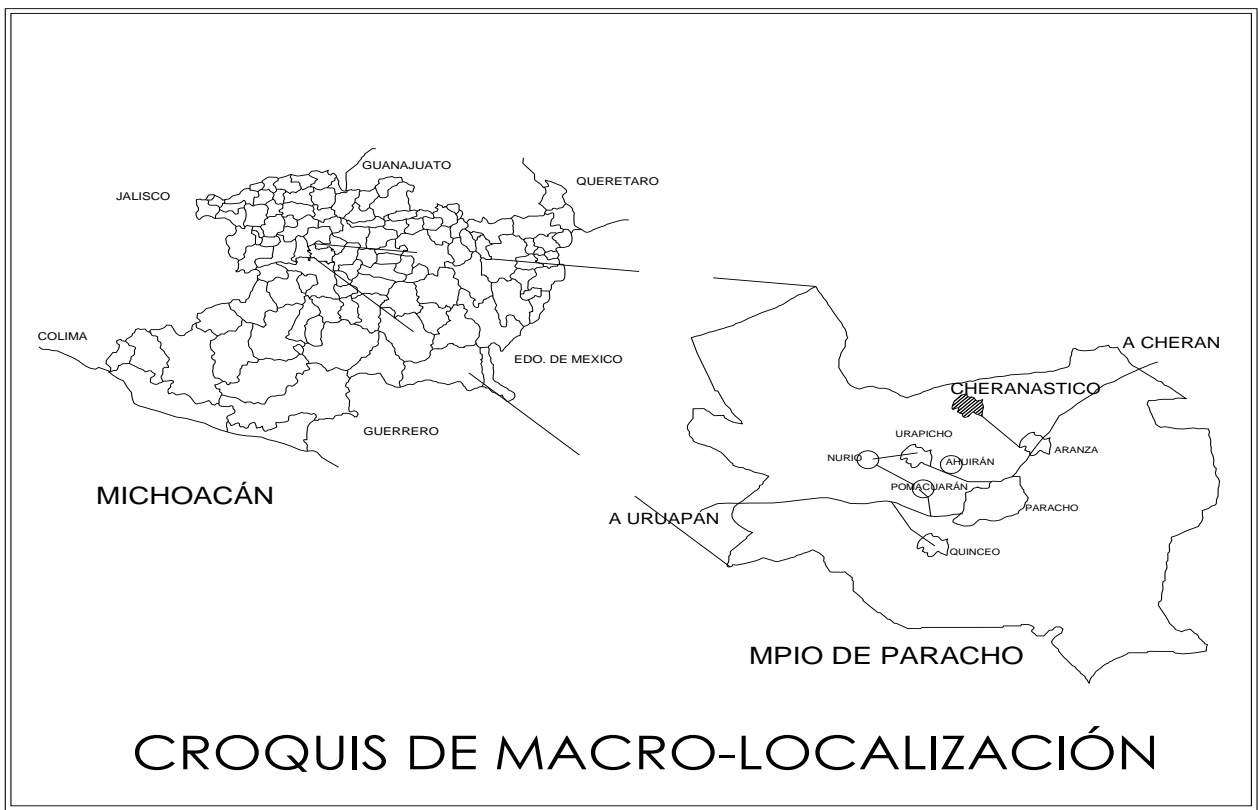
Se incluyen los resultados del estudio de mecánica de suelos, aunque no se revisa la cimentación de la estructura la cual podrá diseñarse en función de los datos proporcionados.

Capacidad de carga según Terzaghi.			
Datos requeridos		factores:	
C (ton/m ²) =	1.500	N _c =	11.63
D _f (mt) =	1.70	N _q =	4.34
B (Mt) =	1.00	N _γ =	1.37
γ (ton/m ³) =	1.109		
φ Grados =	16.00	Cálc. basados resultados	
φ Radian =	0.279	de Prueba Triaxial	
Capacidad de carga obtenida para cimentación.			
q_u =	26.38	Ton/m ²	
$q_{adm} = q_u/3 =$	8.79	Ton/m²	Admisible

PARACHO, MICHOACAN

MICROLOCALIZACION





CAPÍTULO 4

METODOLOGÍA

En el actual capítulo se da a conocer el método de investigación que se usó; el cual tendrá un enfoque cuantitativo.

4.1 Enfoque de Investigación.

“La investigación es un conjunto de procesos sistemáticos y empíricos que se aplican al estudio de un fenómeno”. (Hernández y Cols; 2008; 22).

De acuerdo con Hernández y Cols. (2008), desde la mitad del siglo XX los enfoques de investigación se han polarizado en dos enfoques principales: el enfoque cuantitativo y el enfoque cualitativo.

El enfoque cuantitativo, es aquel que se encarga de recolectar datos para probar hipótesis, usando la medición numérica y el análisis estadístico, dando como resultado el establecimiento de patrones de comportamiento y así probar teorías.

Por otra parte, el enfoque cualitativo, usa la recolección de datos sin medición numérica con la finalidad de descubrir o dar respuesta a las preguntas de investigación en el proceso de interpretación.

Este trabajo de investigación se utilizó el enfoque cuantitativo puesto que los planteamientos a investigar fueron específicos y delimitados desde el inicio, además las hipótesis se establecieron previamente, esto fue, antes de recolectar y analizar

los datos. La recolección de los datos se fundamentó en la medición y el análisis de los resultados.

4.2 Método empleado.

Según Hernández y Cols (2008), la investigación no experimental se fundamenta en la observación de fenómenos en su ambiente natural para analizarlos, sin alterar o manipular variables.

Un experimento es la acción que se realiza para poder observar las reacciones. En esta acción se manipulan, de manera intencional, una o mas variables independientes (causas) para analizar las consecuencias de tal manipulación sobre una o más variables dependientes (efectos).

La variable independiente debe cumplir con: anteceder a la independiente, ser manipulada, además debe controlar la variación.

4.2.1 Alcance de la investigación

Dado que la presente tesis habla de un procedimiento ya establecido y no se hará una búsqueda minuciosa, el alcance de la investigación es descriptiva ya que solo se mencionaran los pasos a seguir para el análisis y diseño de un edificio con procesos ya establecidos.

4.3 Diseño.

Se divide en tres clases la investigación experimental: pre experimentos, cuasi experimentos y experimentos puros.

- a) Los preexperimentos son un acercamiento al problema de investigación en la realidad, consisten en un solo con grado de control mínimo.
- b) Los cuasi experimentos, manipulan una variable independiente para observar su defecto y relación con una o más variables dependientes, son diferentes a los puros en la equivalencia de los grupos.
- c) Experimentos puros, son aquellos que logran grupos de comparación y equivalencia, para lograr el control la validez interna.

El problema es un acercamiento a la realidad por los tanto se considera como pre experimento. Es no experimental ya que no se harán pruebas de laboratorio.

4.4 Instrumentos de recopilación de datos.

Los instrumentos para la realización de la presente tesis son software de computadora como: Autocad 2007 para trazo visualización real del edificio, SAP 2000 para el análisis y diseño del edificio, Excell 2010 para el cálculo de cada uno de los elementos de una estructura una vez dado los datos del SAP en algunas ocasiones se uso para calcular cargas necesarias para el análisis, el reglamento de construcción del Distrito Federal conocido como Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

4.5 Descripción del proceso de investigación

La presente tesis se llevará a cabo en Paracho la cual se localiza en el estado de Michoacán en la calle Profesor Enrique Castillo.

Primero se dieron todas las herramientas para llevar a cabo el análisis lo que se debe considerar, así mismo las opciones para ser eficiente el planteamiento del problema y optar por la mejor opción.

Luego conocidas las herramientas se dimensiona la estructura y se procede a hacer el respectivo calculo, tomando en consideración todos los aspectos fundamentales que en él influyen.

Después se elige el procedimiento a utilizar y optar por el más conveniente. Los cálculos en ocasiones fueron hechos a mano y otras con software.

Dado que todo fue tomado en cuenta para su correcto análisis y diseño se cumplió tanto el objetivo general como los objetivos particulares planteados al inicio de la tesis.

CAPÍTULO 5

CÁLCULO, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.

En el presente capítulo se realizará el cálculo, análisis, diseño e interpretación de resultados de todo el procedimiento para su correspondiente cálculo, de la súper estructura metálica, que sostendrá un departamento.

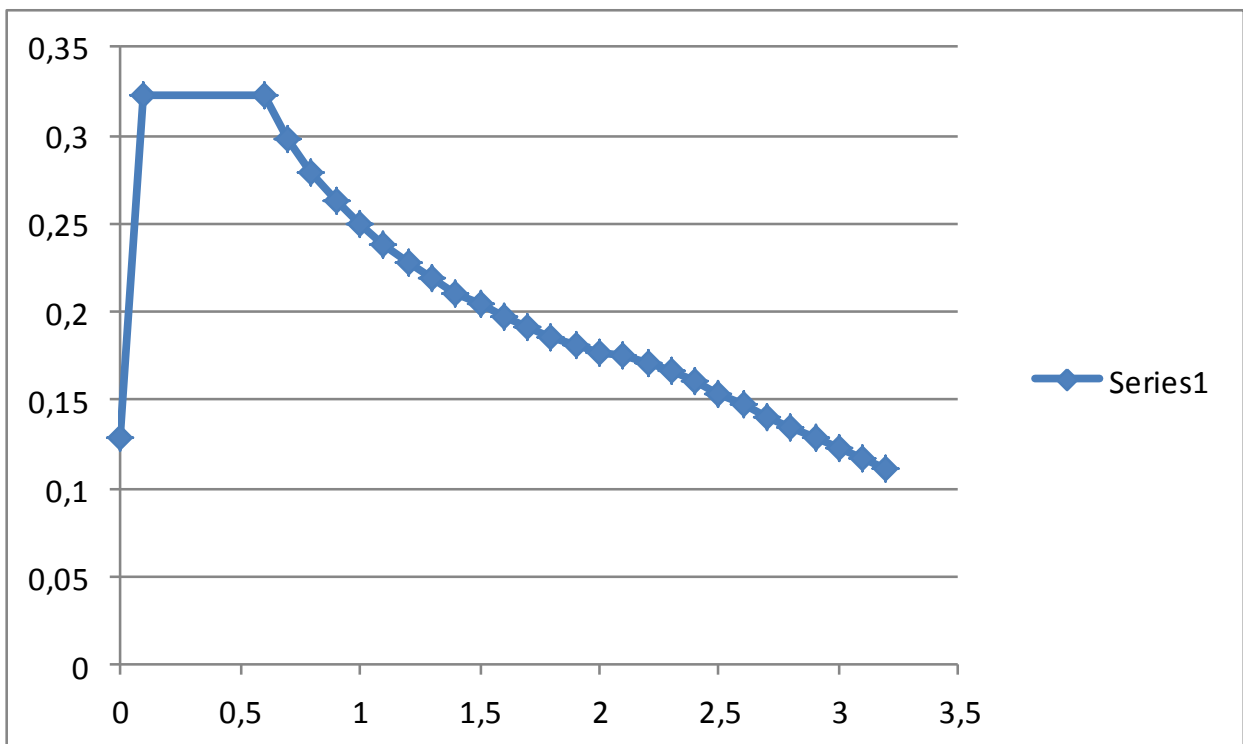
El modelo que se va a analizar es el de un edificio de 12.5 m. de altura, en la que 10 metros es lo que mide la súper estructura metálica, y 2.5 la altura del departamento ubicado en la parte superior. Siendo una estructura del tipo B, como vivienda tipo habitacional.

El departamento tiene una losa de concreto reforzado de 13 cm. De espesor, muros de mampostería confinada, una losa acero de entrepiso de 10 cm. De espesor. Empotrada en vigas secundarias con perfiles tipo I, que a su vez están sobre unas armaduras tipo Warren formadas de doble ángulo, y estas sujetas a una estructura de uniones viga-columna con contra venteos cada sección cuadrada tiene dimensiones de 3.3 x 4 m., 3.3 de largo de columna, 4 metros de largo y 4.77 metros de cada contra venteo cruzado en X. Las uniones dependerán de la fuerza aplicada en cada nodo de la estructura ya que si la carga es muy grande se utilizarán tornillos pero si es menor se utilizará soldadura.

El edificio estará ubicado en Paracho, Michoacán, que de acuerdo al reglamento de construcción del estado de Michoacán pertenece a la zona sísmica C, está asentado sobre suelo areno-limoso.

5.1 Cálculo del Coeficiente de la aceleración del suelo.

Para poder calcular el movimiento sísmico en la estructura de acuerdo al tipo de estructura que de acuerdo al proyecto es tipo B, y la zona sísmica es B se obtuvo el espectro de diseño con el programa de computadora PRODISIS, y se obtuvieron los siguientes datos los cuales se introducen a otro programa de computadora llamado SAP y así realizar el respectivo cálculo.



Periodo	Coefficiente Sísmico	aceleración
0	0,1289	0,6322545
0,1	0,3224	1,581372
0,6	0,3224	1,581372
0,7	0,2984	1,463652
0,8	0,2792	1,369476
0,9	0,2632	1,290996
1	0,2497	1,2247785
1,1	0,2381	1,1678805
1,2	0,2279	1,1178495
1,3	0,219	1,074195
1,4	0,211	1,034955
1,5	0,2039	1,0001295
1,6	0,1974	0,968247
1,7	0,1915	0,9393075
1,8	0,1861	0,9128205
1,9	0,1812	0,888786
2	0,1766	0,866223
2,1	0,175	0,858375
2,2	0,1712	0,839736
2,3	0,1661	0,8147205
2,4	0,1601	0,7852905
2,5	0,1537	0,7538985
2,6	0,1471	0,7215255
2,7	0,1406	0,689643
2,8	0,1342	0,658251
2,9	0,128	0,62784
3	0,1221	0,5989005
3,1	0,1164	0,570942
3,2	0,111	0,544455

De los datos obtenidos del programa SAP se obtuvo un resumen de los elementos que sufren mas carga y de ellos se extraen más desfavorables.

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
1	-13,4225896	0,21835591	-1,39E-02	2,44E-04	-1,91E-02	-0,07495344
2	0,39679855	-1,03E-02	0,20139258	7,42E-04	0,51991167	1,22E-02
3	-0,01614065	-0,13155242	-3,67E-02	-2,59E-03	-1,91E-04	5,51E-03
4	-8,7231942	0,91297785	6,21E-02	8,12E-04	1,84E-02	-0,21622471
5	-0,71178195	-0,35203441	6,75E-03	-5,35E-04	-2,45E-04	-0,28880595
6	-15,4086044	0,40616127	-2,81E-02	5,83E-04	3,72E-03	-0,193102
7	0,18165134	0,2378672	2,07E-02	2,53E-04	4,74E-02	-0,17008861
8	-10,7698994	-5,37E-02	-1,14E-02	-2,20E-03	-0,18959632	2,27E-02
9	-0,87098609	0,02586138	-5,29E-02	-1,71E-03	-5,96E-02	-3,76E-02
10	7,96972659	0,41256394	0,04247196	-4,40E-04	-2,28E-02	-0,30104271
11	11,8539873	-0,12626586	0,19882423	-9,45E-05	0,13461491	-0,09947775
12	-23,4221498	2,12E-02	2,04E-02	-6,02E-04	2,96E-03	-7,87E-02
13	0,17675196	-6,90E-02	-8,60E-03	1,74E-05	5,48E-04	-3,88E-02
14	0,96237893	-1,34E-02	1,26E-02	5,65E-04	7,68E-03	-1,24E-02
15	-5,64E-02	-9,77E-03	1,41E-03	1,06E-05	2,25E-03	-6,97E-03
16	7,23425571	4,26E-02	4,08E-03	-7,13E-05	-9,07E-03	-0,04293915
17	-1,02321034	2,86E-04	-1,29E-02	-5,51E-04	-1,65E-02	-1,19E-02
18	-22,6911713	0,12970124	2,81E-04	1,78E-05	-7,67E-03	-0,10534617
19	0,25144331	3,96E-02	-6,42E-03	5,83E-06	1,01E-02	-4,19E-02
20	6,68673625	0,32404032	-3,42E-02	3,80E-04	5,40E-03	-0,24751895
21	6,48770787	-0,59536538	-4,90E-02	-7,76E-04	-2,89E-02	0,24088163
22	0,23255111	0,30359424	-4,53E-03	5,34E-04	-7,19E-03	0,22619401
23	-14,8756342	0,26759746	8,65E-03	-9,58E-04	1,13E-03	-0,19979807
24	0,81700079	5,07E-02	5,22E-02	1,63E-03	1,42E-02	-5,70E-02
25	-13,3902283	6,85E-02	-4,00E-02	8,61E-05	-8,83E-02	3,56E-02

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
26	13,374881	4,56E-02	-4,40E-03	1,48E-04	0,02892707	4,17E-03
27	-12,636266	-0,21011616	5,86E-03	-3,76E-04	-1,96E-02	-7,13E-02
28	0,02815207	-7,72E-02	4,11E-02	2,47E-03	3,16E-02	-6,39E-02
29	0,32271334	3,23E-02	0,21166083	3,75E-04	0,27023563	-1,11E-02
30	-0,66786179	-0,33341173	7,29E-03	5,44E-04	1,92E-04	0,27387074
31	-9,09078369	-0,82237534	-8,75E-02	-7,91E-04	0,11469733	0,64324703
32	-8,75737196	-0,19880721	-8,02E-02	-5,99E-04	2,78E-02	7,26E-02
33	-22,7307375	-1,10E-02	-6,14E-03	5,29E-04	-1,53E-03	-5,47E-02
34	10,347777	-0,1282192	0,17959525	7,42E-05	-0,12245594	0,10079492
35	-14,57204	-0,34512074	4,12E-03	-5,58E-04	-1,34E-02	0,18372279
36	7,24402082	-1,18E-02	5,48E-03	7,11E-05	-4,98E-03	-1,48E-02
37	-23,3531473	-0,11126963	1,18E-02	-5,42E-05	-8,87E-03	1,59E-02
38	7,79119361	0,71852665	2,48E-02	8,58E-04	-3,90E-02	-0,42495467
39	-15,7347482	0,29577345	-3,55E-02	1,04E-03	3,87E-02	-0,22157074
40	-8,37115979	0,24548956	5,53E-02	5,67E-04	-3,64E-02	-0,15076148
41	14,2610141	-3,16E-02	2,59E-03	-1,73E-04	2,66E-02	4,28E-02
42	-9,85020749	0,17627598	-1,26E-02	4,19E-04	-1,74E-02	-6,13E-02
43	0,39322528	4,89E-03	0,21054272	6,37E-04	0,50272429	4,86E-03
44	-74,4732766	0,36993104	0,10367355	2,19E-04	0,17547969	0,89517417
45	-8,50988224	0,70095204	9,16E-02	8,91E-04	2,80E-02	-0,16386905
46	-0,70976842	0,24774824	-8,76E-03	-5,64E-04	0,01342462	-0,16759289
47	-11,4224613	0,27493854	-6,31E-03	5,83E-04	-9,58E-03	-0,10748328
48	-0,13637015	0,34134263	-6,70E-03	-5,63E-04	5,48E-04	0,25021378
49	-16,6186168	-6,40E-02	5,31E-02	-2,88E-05	-0,10714423	2,72E-02
50	-3,62686369	4,67E-02	-6,46E-02	-2,33E-04	-8,63E-02	-1,14E-02
51	6,07442404	0,56719499	0,19595249	1,61E-04	0,33432461	-0,23951941
52	16,5925145	0,13537035	-0,21983924	-7,72E-05	-0,14698107	0,10619322
53	-19,1337264	-0,11161988	1,00E-02	-6,88E-04	-8,33E-03	-2,15E-02
54	0,21368453	-0,18638091	-8,45E-03	3,95E-06	1,33E-02	0,16365755
55	3,53667525	6,94E-03	-7,73E-03	-2,16E-05	-1,34E-02	0,03091891
56	-7,24888056	1,09E-02	1,76E-03	-7,64E-06	2,81E-03	7,81E-03
57	3,35403425	0,37377995	-5,47E-03	-9,08E-05	-5,59E-04	-0,15754033
58	4,83265088	1,65E-02	8,26E-03	-2,13E-05	1,22E-02	4,07E-02
59	-19,6851182	0,2876074	-1,27E-02	6,39E-05	1,54E-03	-0,1508604
60	0,204763	0,21895148	-1,06E-02	-2,21E-05	1,66E-02	-0,18888276

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
61	8,97943922	0,73956391	-5,33E-02	5,11E-04	0,02739764	-0,49990809
62	8,79246823	-1,06550541	-0,01723443	-9,48E-04	-1,94E-02	0,45827832
63	-0,14794555	-0,36500696	9,57E-03	5,78E-04	6,11E-04	0,26691667
64	-12,7600166	0,48513998	3,92E-02	-1,22E-03	-4,17E-02	-0,31395058
65	-4,8117593	5,16E-02	0,06674864	3,64E-04	8,72E-02	-1,24E-02
66	-17,3830547	6,68E-02	-5,41E-02	-1,73E-04	-0,10491062	2,41E-02
67	11,537439	0,102578	-3,25E-03	1,87E-04	3,19E-02	-6,17E-02
68	-8,15535046	-0,11555465	-0,18905139	-3,69E-03	-0,39258443	0,14597024
69	5,08E-02	0,13591066	5,10E-02	-1,31E-05	8,16E-02	0,21109578
70	0,35207405	3,93E-02	0,14161264	1,23E-04	0,27092856	-1,61E-02
71	-0,76133797	-0,26714366	8,16E-03	5,54E-04	1,26E-02	-0,18091872
72	-8,02282224	-0,70930639	-6,67E-02	-9,04E-04	8,61E-02	0,5506833
73	-7,75567858	-5,87E-02	-5,85E-02	-5,78E-04	0,02001979	3,90E-02
74	-19,9040696	0,19357857	-2,33E-02	7,61E-04	2,48E-02	-0,18274767
75	18,2193412	-0,13244615	0,24023171	9,74E-05	-0,15992269	0,10411063
76	-12,3950096	-0,24860709	2,96E-02	-6,07E-04	-2,66E-02	0,15287981
77	3,34309653	-0,31407366	-3,71E-03	8,52E-05	-6,04E-03	0,18549125
78	-18,9473455	-0,21457025	1,55E-03	-3,36E-05	-9,87E-03	9,93E-02
79	7,33946744	1,02528371	4,13E-02	8,65E-04	-7,49E-02	-0,5772573
80	-11,7638039	0,45560235	-0,01300336	1,13E-03	2,86E-03	-0,29072502
81	-8,262134	0,10191779	8,28E-02	6,11E-04	-0,05428278	-3,96E-02
82	10,7214915	-4,98E-02	4,88E-03	-1,63E-04	0,02456857	7,56E-02
83	-12,6191338	0,20766275	6,51E-03	-3,77E-04	0,01929333	-6,96E-02
84	0,40702983	-2,31E-03	0,21903284	4,76E-04	0,52490391	9,65E-03
85	6,65E-02	-0,15578488	4,38E-02	1,23E-05	-6,64E-02	0,24327555
86	-9,17699572	0,86083371	-8,74E-02	-7,97E-04	-2,71E-02	-0,1996238
87	-0,72748838	-0,3328337	-7,36E-03	5,44E-04	1,12E-02	0,22606122
88	-14,4500034	0,38832959	4,11E-03	-5,57E-04	9,33E-03	-0,18283215
89	0,2320068	0,30296276	4,50E-03	5,34E-04	-7,15E-03	-0,22567943
90	-13,3781383	-6,84E-02	-3,99E-02	8,73E-05	8,80E-02	3,58E-02
91	0,57937694	6,21E-02	5,05E-02	1,75E-04	-2,39E-02	-9,01E-02
92	6,58439602	0,3197023	-3,40E-02	3,80E-04	5,73E-03	-0,24478451
93	10,2127431	-0,1287234	-0,17890814	7,47E-05	0,1463628	9,19E-02
94	-22,6402303	5,71E-02	-6,57E-03	5,28E-04	7,15E-03	-8,82E-02
95	0,25142956	-3,78E-02	6,44E-03	3,76E-06	-1,02E-02	4,05E-02

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
96	-0,7322052	8,17E-03	6,22E-03	2,13E-05	-2,14E-04	-0,01043376
97	1,01E-02	1,11E-02	-1,43E-03	7,94E-06	-1,43E-04	-8,76E-03
98	7,22677104	5,73E-02	5,34E-03	7,39E-05	-5,07E-04	-4,94E-02
99	0,5813954	1,77E-02	-6,74E-03	2,19E-05	2,46E-03	-1,79E-02
100	-23,3501803	0,15694307	1,14E-02	-5,11E-05	-2,82E-03	-0,11801024
101	0,24266986	7,06E-02	8,60E-03	1,48E-05	-0,01345303	-6,59E-02
102	8,03710983	0,41535529	4,25E-02	-4,38E-04	-2,26E-02	-0,30255651
103	7,8592841	-0,67478342	0,02502754	8,57E-04	1,46E-02	0,27129511
104	0,2216035	0,32557853	7,35E-03	-5,50E-04	1,15E-02	0,24367989
105	-15,7991771	0,29521331	-3,49E-02	1,04E-03	3,77E-02	-0,22153827
106	-0,6913133	2,29E-02	-5,25E-02	-3,06E-04	-6,80E-02	-1,89E-02
107	-14,0255127	0,11528116	4,08E-02	1,14E-04	1,22E-02	-0,13528992
108	14,2214146	0,03126877	2,72E-03	-1,72E-04	-2,65E-02	4,25E-02
109	-13,3898492	-0,22011202	-1,34E-02	2,44E-04	1,93E-02	-7,65E-02
110	-22,0338658	0,33478555	-0,13845206	-5,70E-03	0,28649362	-1,16642991
111	0,31082092	3,83E-02	0,19442615	6,48E-04	0,28471733	-1,60E-02
112	-0,78237589	-0,35108695	-6,70E-03	-5,35E-04	-1,03E-02	-0,23833373
113	-8,6078944	-0,87092604	6,24E-02	8,08E-04	-8,10E-02	0,67607172
114	-8,25680745	-0,19928432	5,57E-02	5,67E-04	-1,91E-02	7,13E-02
115	-23,4207642	2,50E-02	0,01999889	-6,01E-04	-2,28E-02	-0,08088114
116	11,8800448	-0,12512356	-0,19902884	-9,52E-05	0,13475886	9,86E-02
117	7,21563649	2,94E-03	3,90E-03	-6,89E-05	4,84E-03	-2,30E-02
118	-22,6024417	-0,0835846	-1,32E-04	2,02E-05	7,29E-03	1,36E-03
119	6,38463907	0,63672328	-4,90E-02	-7,74E-04	7,79E-02	-0,37454096
120	-14,7529661	0,26705696	8,61E-03	-9,56E-04	1,25E-03	-0,19897757
121	-8,84416202	0,2440795	-8,01E-02	-5,99E-04	5,24E-02	-0,14836714
122	13,3920557	-2,35E-02	-4,29E-03	1,48E-04	-2,50E-02	3,54E-02
123	-15,4735985	-0,36178897	-2,75E-02	5,82E-04	2,41E-02	0,1907761
124	-62,9822268	1,70767732	-0,23411798	7,48E-06	0,3012705	-2,07071392
125	-10,6634027	0,18903554	1,97E-02	-2,84E-04	0,01731343	-6,81E-02
126	0,33206514	-1,24E-04	0,23063509	4,76E-04	0,51518259	2,43E-03
127	-8,03423112	0,75788704	-6,61E-02	-9,03E-04	-1,93E-02	-0,1816118
128	-0,76560277	0,26745782	8,10E-03	5,55E-04	-1,25E-02	-0,18095452
129	-12,4807902	0,29383461	3,02E-02	-6,09E-04	-3,47E-03	-0,11837256
130	-0,12602741	0,25718598	-1,12E-02	-1,26E-04	-6,16E-04	0,18851767

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
131	-17,3832118	-6,70E-02	-5,38E-02	-1,77E-04	0,10447534	2,44E-02
132	-4,77504365	5,18E-02	6,65E-02	3,66E-04	8,70E-02	-1,23E-02
133	8,96508429	0,73667858	-5,34E-02	5,13E-04	2,78E-02	-0,4985224
134	18,1871007	0,13282898	0,24000208	9,66E-05	0,15976176	0,10442356
135	-20,0109701	-0,14750748	-2,38E-02	7,63E-04	-1,80E-03	-1,22E-02
136	0,20636364	-0,2180073	1,06E-02	-2,47E-05	-1,66E-02	0,18817317
137	4,79004231	1,60E-02	8,24E-03	-2,23E-05	1,20E-02	4,01E-02
138	-7,24779481	-1,02E-02	-1,74E-03	-1,03E-05	-2,78E-03	-7,31E-03
139	3,37470206	0,35939358	-3,97E-03	8,76E-05	1,01E-02	-0,15143877
140	3,57593697	7,03E-03	-7,77E-03	-2,44E-05	-1,37E-02	3,09E-02
141	-19,1017984	0,2605017	1,04E-03	-3,10E-05	8,88E-03	-0,13843487
142	0,21469378	0,18750101	8,42E-03	1,76E-06	-0,01329101	-0,16454728
143	7,62377036	0,64641512	4,49E-02	-4,52E-04	-1,01E-02	-0,44397515
144	7,41566312	-0,98438484	4,13E-02	8,66E-04	0,03367074	0,42699995
145	-0,13536675	-0,34266735	-6,72E-03	-5,62E-04	-5,50E-04	0,25119193
146	-11,9105371	0,45648615	-1,28E-02	1,13E-03	2,67E-03	-0,29175313
147	-3,66494178	4,71E-02	-6,51E-02	-2,30E-04	-8,69E-02	-1,14E-02
148	-16,6700954	6,44E-02	5,33E-02	-2,83E-05	0,10745366	2,72E-02
149	10,7753202	0,04992771	4,98E-03	-1,63E-04	-2,45E-02	7,56E-02
150	-9,90020589	-0,17879621	-1,20E-02	4,19E-04	1,75E-02	-6,27E-02
151	0	0,31618938	0	0	0	-0,21079292
152	0,30600751	-5,08E-03	0,12770856	3,25E-04	0,40619135	7,11E-04
153	-0,71701417	-0,24946172	-8,72E-03	-5,63E-04	-1,33E-02	-0,16865318
154	-8,49558222	-0,66415919	9,16E-02	8,85E-04	-0,11978264	0,52056153
155	-8,2461205	-5,79E-02	8,29E-02	6,09E-04	-2,87E-02	0,03979491
156	-19,2892994	0,15654209	9,47E-03	-6,89E-04	-5,89E-04	-0,15612589
157	16,6650553	-0,13555866	-0,22052538	-7,68E-05	0,14743743	0,10635597
158	-11,5678698	-0,23253206	-6,11E-03	5,83E-04	1,57E-02	0,14607314
159	3,38494999	-0,32954577	-5,71E-03	-8,81E-05	6,14E-03	0,19386711
160	-19,7929628	-0,24313696	-0,01321909	6,71E-05	1,14E-02	0,11422094
161	8,77794919	1,10762005	-1,71E-02	-9,48E-04	3,60E-02	-0,62821832
162	-12,8455794	0,48404934	3,98E-02	-1,22E-03	-4,27E-02	-0,31346418
163	-7,76677331	0,10301844	-5,80E-02	-5,79E-04	3,82E-02	-4,23E-02
164	11,59843	-5,77E-02	-3,26E-03	1,88E-04	-2,62E-02	8,27E-02
165	-58,2240809	-0,3035606	0,02143101	-1,33E-05	6,46E-02	-0,60429092

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
166	-24,2055797	-8,41E-02	2,71E-02	1,50E-04	-1,48E-02	0,07658151
167	-0,5062499	-0,60555228	-0,18057768	-6,60E-04	-0,38928115	0,10903719
168	13,6616123	0,49801468	4,37E-02	-2,87E-05	2,05E-02	-0,23728986
169	-0,16790814	0,47250747	1,40E-03	-1,64E-04	-2,40E-03	-0,33642166
170	-28,3176666	0,2080132	1,61E-02	1,37E-04	-7,19E-03	-5,91E-02
171	-1,66835621	0,73609274	9,79E-03	-1,38E-04	-1,52E-02	-0,49796147
172	-38,8675454	0,33381761	-4,94E-02	-4,17E-04	5,33E-02	-0,48205587
173	-9,38519358	9,28E-02	4,78E-02	2,98E-04	6,02E-02	8,75E-02
174	50,0270232	0,523509	-0,04787117	-2,28E-04	3,72E-02	-0,4727756
175	-15,5672244	-9,40E-02	5,69E-02	5,32E-06	-8,42E-02	0,20477076
176	-8,90428069	0,13625383	2,19E-03	1,44E-06	2,82E-03	0,17657101
177	-3,83E-02	-0,23761018	5,08E-03	2,35E-05	-5,05E-03	-0,17854687
178	9,00768046	9,33E-02	6,04E-03	-6,03E-05	1,05E-02	8,68E-02
179	-17,0258503	3,33E-02	-2,78E-03	2,83E-05	-4,35E-03	2,58E-02
180	39,465324	0,74151918	-8,45E-03	5,84E-05	9,89E-03	-0,38747889
181	11,9148723	0,11682617	-8,94E-03	1,50E-05	-1,23E-02	0,10458102
182	-8,28033075	0,14013955	-6,93E-03	1,65E-06	-8,86E-03	0,18483616
183	0,13079305	0,24772087	8,67E-03	1,85E-04	7,44E-03	-0,13227722
184	53,3890047	0,64769618	3,71E-02	2,19E-04	-6,58E-03	-0,54872276
185	53,6462509	-0,80615774	-7,44E-02	-2,86E-04	0,01785182	0,24290158
186	-1,86150571	-0,78973491	-9,41E-03	1,28E-04	-6,30E-04	0,64952915
187	-31,3958239	2,13649504	-1,35E-02	5,06E-04	1,26E-02	-1,53510382
188	-12,2948843	0,11963248	-5,77E-02	-1,49E-04	-7,93E-02	0,11480923
189	-40,7041172	-0,36925831	5,83E-02	3,34E-04	6,81E-02	-0,53498004
190	27,2774115	0,13198789	5,12E-03	2,00E-05	0,01900497	0,10556586
191	-26,208352	0,09320949	-2,39E-02	-8,37E-05	-0,01369694	8,41E-02
192	-24,524396	0,12524807	-0,14147612	-6,13E-03	0,29842002	-0,9080351
193	-0,23741818	0,79926574	2,31E-02	5,37E-05	-1,82E-02	-0,4836353
194	-0,17528561	-0,51273179	-1,89E-03	1,41E-04	-3,14E-03	-0,36546823
195	14,8318378	-0,49536503	-2,88E-02	4,94E-05	4,57E-02	0,25988941
196	15,3445696	-0,43081358	-0,03065541	-2,54E-04	1,71E-02	0,146007
197	-8,9041636	-0,13539853	-2,25E-03	1,53E-06	-2,97E-03	-0,17481572
198	-15,9343751	0,14834794	-7,15E-02	-1,38E-06	-9,80E-02	0,25848566
199	-30,606089	-0,186402	-4,07E-03	-1,25E-04	5,12E-03	0,13826407
200	39,4320189	-0,6413647	-1,12E-02	-1,21E-04	1,46E-03	0,30771285

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
201	-8,28021344	-0,14099485	6,99E-03	1,49E-06	9,00E-03	-0,18541943
202	50,2447977	0,79078876	8,17E-02	2,92E-04	-7,61E-02	-0,53721791
203	-29,0537593	1,98710357	2,59E-02	-4,35E-04	-3,33E-02	-1,417909
204	14,1341197	0,4408407	4,51E-02	2,78E-04	-2,43E-02	-0,28364419
205	25,2261694	-0,11963469	-2,99E-03	-7,08E-06	1,73E-02	9,69E-02
206	-43,1354483	0,18169298	-5,46E-02	6,43E-05	7,77E-02	-2,80E-02
207	0	0,31618938	0	0	0	-0,21079292
208	-26,1736257	-9,29E-02	-2,39E-02	-8,14E-05	1,37E-02	8,38E-02
209	-0,59387972	-0,72393539	-9,88E-02	-6,03E-04	-0,18850103	-0,37573366
210	10,5802254	0,38498895	-0,02028542	3,52E-05	-1,21E-02	-0,18380254
211	-0,17620242	0,51175608	-1,99E-03	1,42E-04	3,29E-03	-0,36471216
212	-30,5666643	0,22758499	-3,91E-03	-1,22E-04	-1,42E-03	-6,78E-02
213	-1,88341907	0,79152534	-1,00E-02	1,27E-04	6,75E-04	0,65118418
214	-40,6440858	0,37734968	6,26E-02	3,50E-04	-7,40E-02	-0,54495327
215	-12,6078694	0,1295829	-6,22E-02	-1,64E-04	-8,53E-02	0,12572956
216	38,0694018	0,46767904	2,89E-02	1,49E-04	-5,69E-03	-0,3953154
217	-15,9497422	-0,16130026	-8,22E-02	-7,96E-07	0,10807844	0,27133926
219	0,28729952	-0,30192399	-3,44E-03	9,03E-06	1,11E-02	0,22150087
220	11,9879947	0,11457775	-9,66E-03	1,47E-05	-1,34E-02	0,10232622
221	-17,0090147	-3,43E-02	2,78E-03	2,57E-05	4,36E-03	-2,65E-02
222	39,1145005	0,69326369	-1,13E-02	-1,13E-04	9,69E-03	-0,35985257
223	8,99935103	9,04E-02	5,43E-03	-5,88E-05	9,66E-03	8,41E-02
225	0,22050931	0,24015565	-4,85E-03	2,04E-05	1,21E-02	-0,1793435
226	49,8433662	0,52770569	-4,58E-02	-2,33E-04	3,65E-02	-0,47569983
227	50,0756414	-0,74115656	7,90E-02	3,01E-04	-3,83E-03	0,22911844
228	-1,75374782	-0,73651086	9,40E-03	-1,35E-04	5,35E-04	0,60671474
229	-28,9516882	2,00230202	2,67E-02	-4,02E-04	-3,50E-02	-1,42978109
230	-9,62044003	0,10225071	4,48E-02	2,85E-04	5,66E-02	9,80E-02
231	-38,7560784	-0,34111114	-4,58E-02	-4,12E-04	-4,84E-02	-0,49081459
232	25,1389295	0,11938715	-2,59E-03	-5,01E-06	-0,01631914	9,70E-02
233	-24,1161664	8,35E-02	2,71E-02	1,53E-04	1,45E-02	7,60E-02
234	-0,25413019	0,74246017	-1,11E-02	-2,97E-05	2,36E-02	-0,44323526
235	-0,16875456	-0,47039991	1,35E-03	-1,59E-04	2,32E-03	-0,33484184

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
236	13,6106429	-0,45193047	4,39E-02	-3,36E-05	-6,43E-02	0,23762939
239	-15,5608179	0,10579505	4,92E-02	-8,29E-07	7,71E-02	0,21646152
240	-28,2151773	-0,15996687	1,73E-02	1,33E-04	-9,05E-03	0,12577305
241	39,148754	-0,70645581	-8,53E-03	6,78E-05	-1,60E-03	0,33613272
243	53,5703121	0,84648628	-7,73E-02	-2,74E-04	0,05765209	-0,58354242
244	-31,3581897	2,15529773	-1,39E-02	5,53E-04	1,26E-02	-1,5498045
245	15,3240716	0,47351628	-3,04E-02	-2,60E-04	1,33E-02	-0,30577104
246	27,2463028	-0,13205593	5,69E-03	1,87E-05	-1,98E-02	0,10586201
249	-34,4066313	-1,13749168	0,23761721	-5,65E-05	-0,35179884	1,38298515
250	17,6868171	0,42414996	4,42E-02	2,47E-04	-7,86E-02	-0,14768286
251	-19,9158353	-0,23313518	9,82E-02	2,81E-06	0,25264709	-0,1705985
253	-21,4309208	7,88E-02	-2,25E-02	3,64E-04	7,41E-03	-0,02377754
254	-37,9703231	-0,17518968	-0,1182992	-1,04E-04	0,21652002	0,16381616
255	-41,6173951	-0,22309134	-8,09E-02	1,35E-04	-0,12303883	-0,15941165
256	17,9777837	0,17159157	-3,76E-02	5,22E-05	6,53E-02	2,25E-02
257	-36,0812357	-0,2417139	6,64E-02	8,92E-05	9,11E-02	-0,34550326
258	16,5206935	0,27785332	1,87E-02	-1,06E-04	-4,27E-02	9,28E-02
259	-43,1354483	-0,18169298	-5,46E-02	6,43E-05	-7,77E-02	-2,80E-02
260	22,4590229	0,30305754	-4,37E-02	-3,04E-04	9,37E-02	-0,14804368
261	-12,1002872	0,79038162	-8,18E-03	-6,53E-05	3,00E-02	-1,55394178
262	-11,5743306	0,53174601	-2,05E-02	-2,17E-04	-8,17E-02	-1,14438172
263	0	0,31618938	0	0	0	-0,21079292
264	-11,9666194	-0,32629304	-3,62E-02	-1,40E-04	-3,70E-02	6,94E-02
265	-12,0072678	-0,61565195	-6,08E-02	-1,43E-04	-0,16645942	-1,00737635
266	-19,5459227	0,26306679	0,01962485	-5,25E-04	6,10E-03	-0,61832817
268	-18,569806	0,25624885	-0,0925215	2,51E-05	0,23763834	-0,33564687
269	-6,6533046	0,8859809	1,02E-02	9,18E-05	-3,95E-02	-1,71825762
270	-6,47571613	0,58645604	-0,04094152	2,81E-05	-2,77E-02	-1,19243954

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
271	-18,9679394	0,83196286	-1,03E-02	7,94E-05	4,31E-02	-1,79516041
272	-18,2464398	0,74892882	-1,09E-02	9,60E-05	3,29E-02	-1,2647563
273	-46,7595589	0,37111341	0,22004943	1,68E-04	0,32170008	0,69085429
274	16,6528091	0,39374381	-1,92E-02	1,50E-04	4,77E-02	-0,37922185
275	-12,3918885	0,65150784	2,46E-02	-3,22E-05	-5,00E-02	-1,11045721
276	-42,5388074	0,25820721	9,29E-02	-2,82E-05	0,1659211	0,15872564
277	24,0192819	0,15516729	3,63E-02	3,18E-04	-7,31E-02	0,30944984
278	-22,9741928	-0,42725323	0,10420732	-1,23E-04	0,2858363	-0,90527713
279	-24,3974762	0,27897753	-2,07E-02	5,19E-04	-3,40E-03	-0,55233054
280	-11,4243628	0,98762392	1,85E-02	2,17E-04	-7,63E-02	-2,04277199
281	-10,7690392	0,94269863	-2,39E-02	7,01E-05	6,00E-02	-1,74140302
282	-11,9941746	-0,70591616	-4,52E-02	2,26E-04	-0,11083308	-1,3351581
283	5,82266375	0,48791944	4,24E-02	-1,41E-04	-7,90E-02	-0,20791416
284	23,3040373	0,31006219	-3,82E-02	-2,38E-04	7,92E-02	-0,07593317
289	-28,5013114	-0,11749948	-2,84E-02	-1,48E-04	1,60E-02	0,11206367
290	-0,31667085	-0,87231976	1,49E-02	2,60E-05	9,60E-03	0,34701185
292	16,1316281	0,58294657	-4,42E-02	2,87E-05	-0,02121057	-0,2723571
293	-7,51E-03	-0,59438538	1,42E-03	1,75E-04	-1,38E-03	-0,01642487
294	-33,1597422	0,40828344	-1,48E-02	-1,54E-04	6,44E-03	-0,21697227
295	-1,04959124	0,64132283	-9,33E-03	1,53E-04	5,47E-04	0,53232642
296	-28,3863873	0,29345958	4,72E-02	4,01E-04	-4,97E-02	-0,44200921
297	-3,81793788	1,96E-02	-6,19E-02	-5,12E-04	-0,07290504	4,28E-02
298	49,0362376	0,35040744	4,57E-02	3,18E-04	-3,64E-02	-0,3132576
301	0,12779806	-4,11E-02	-4,90E-03	-2,16E-05	1,21E-02	1,08E-02
302	4,04606325	4,67E-02	1,31E-02	2,28E-04	4,05E-03	1,68E-02
303	-0,20845844	3,35E-02	2,66E-03	-2,79E-05	4,16E-03	2,58E-02
304	45,3373653	1,89E-03	8,52E-03	-5,43E-05	-9,78E-03	-8,12E-02
305	6,27227429	6,95E-02	8,56E-03	-1,37E-05	1,18E-02	2,67E-02

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
307	0,26316107	0,10176436	-3,02E-03	-1,13E-05	9,84E-03	-5,17E-02
308	52,4662977	0,46795042	-3,50E-02	-3,17E-04	5,70E-03	-0,38301631
309	52,6492743	-0,36154289	7,39E-02	3,99E-04	-0,01819832	9,44E-03
310	-1,18878018	0,69765699	-8,99E-03	-1,44E-04	-6,10E-04	-0,57766542
311	-36,1831066	1,66355986	1,14E-02	-4,66E-04	-9,55E-03	-1,29128644
312	-6,18071752	7,41E-02	5,51E-02	1,38E-04	7,60E-02	0,10792771
313	-30,2243211	-0,33291218	-5,64E-02	-3,18E-04	-6,51E-02	-0,50047529
314	31,3879765	0,11820991	-4,82E-03	-2,80E-05	-1,97E-02	6,37E-02
315	-30,5339372	0,12670726	2,52E-02	8,14E-05	1,50E-02	0,11966171
316	-0,61950621	0,55377378	-0,17093213	-7,35E-04	-0,2112863	-0,44428162
317	-5,00E-02	-0,63496367	1,93E-03	-1,54E-04	3,20E-03	-0,45867465
318	17,3189431	-0,5810688	2,93E-02	-4,79E-05	-4,69E-02	0,31007035
319	17,9539068	-0,64175509	3,12E-02	2,65E-04	-1,78E-02	0,20062557
322	45,3039105	9,96E-02	1,12E-02	1,16E-04	-1,29E-03	-0,12587158
324	49,2103353	0,33481401	-8,08E-02	-3,98E-04	7,50E-02	-0,31702525
325	-33,8010651	1,50216835	-2,41E-02	3,93E-04	3,07E-02	-1,16466736
326	16,7260135	0,65294586	-4,56E-02	-2,87E-04	2,42E-02	-0,44094222
327	29,3020789	-0,10500397	2,66E-03	1,45E-05	-1,77E-02	5,40E-02
328	-35,4854496	-0,38619235	2,42E-03	1,44E-04	-4,41E-03	0,18080036
333	-30,4896971	-0,12622164	2,52E-02	8,01E-05	-1,50E-02	0,1191219
334	-0,2966473	-0,92607041	-2,61E-02	-5,22E-05	7,09E-03	0,36180478
335	17,2939412	0,62459829	2,91E-02	-4,70E-05	1,76E-02	-0,29287546
336	-5,29E-02	-0,63341832	-1,96E-03	-1,55E-04	3,26E-03	0,45746779
337	-35,4387075	0,42410672	2,18E-03	1,44E-04	2,31E-03	-0,22239712
338	-1,23966466	0,70288598	9,24E-03	-1,44E-04	-6,30E-04	0,58221219
339	-30,1150533	0,3513208	-5,84E-02	-3,23E-04	6,78E-02	-0,52351786
340	-6,70172785	9,34E-02	0,05708501	1,45E-04	7,86E-02	0,13120331

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
341	52,3337454	0,4825791	-3,67E-02	-3,16E-04	6,40E-03	-0,3895517
343	0,62050125	-0,10802367	3,13E-03	-9,66E-06	-1,02E-02	5,52E-02
344	6,32139102	8,82E-02	8,83E-03	-1,27E-05	4,34E-03	-4,53E-02
345	-0,18383151	-3,20E-02	-2,63E-03	-2,47E-05	-4,12E-03	-2,44E-02
346	44,8186481	-4,04E-02	1,11E-02	1,09E-04	-9,70E-03	-5,73E-02
347	3,34586358	4,23E-02	-5,32E-03	5,84E-05	-9,30E-03	4,67E-03
349	0,51512446	5,31E-02	4,75E-03	-1,88E-05	-1,18E-02	-1,83E-02
350	48,8344247	0,35829697	4,45E-02	3,17E-04	-3,58E-02	-0,3173827
351	49,0209271	-0,28789544	-7,92E-02	-4,01E-04	4,51E-03	-6,74E-03
352	-1,08391491	0,64367444	9,14E-03	1,51E-04	5,25E-04	-0,53444988
353	-33,698053	1,53108224	-2,49E-02	3,74E-04	3,24E-02	-1,18728079
354	-4,2434608	3,03E-02	-6,49E-02	-5,42E-04	-8,31E-02	5,51E-02
355	-28,2475667	-0,30618941	4,49E-02	4,01E-04	4,66E-02	-0,4577088
356	29,2145365	0,10513186	2,43E-03	1,24E-05	1,72E-02	5,47E-02
357	-28,4079012	0,11682742	-2,84E-02	-1,51E-04	-1,58E-02	0,11139375
358	-0,62503021	0,51424386	-0,13566705	-6,66E-04	-0,23844343	-0,41435706
359	-4,28E-02	-0,59197147	-1,39E-03	1,72E-04	-2,40E-03	-0,42754313
360	16,0783313	-0,53685571	-4,45E-02	3,15E-05	6,57E-02	0,28744433
361	16,6703028	-0,60481711	-4,59E-02	-2,82E-04	2,13E-02	0,18885586
363	44,8506733	0,03272418	8,46E-03	-6,02E-05	1,37E-03	-9,62E-02
365	52,533733	0,40348566	7,52E-02	3,96E-04	-5,61E-02	-0,37487378
366	-36,1415935	1,70806505	1,14E-02	-4,87E-04	-9,25E-03	-1,32610315
367	17,9273595	0,6824806	3,11E-02	2,68E-04	-1,33E-02	-0,46054954
368	31,3540288	-0,11885368	-5,06E-03	-2,81E-05	2,01E-02	6,48E-02
369	-33,0543786	-0,35858001	-1,58E-02	-1,51E-04	8,43E-03	0,16793158
371	-6,80496562	1,76E-02	-8,31E-03	-6,82E-05	2,15E-05	-1,97E-02
374	-21,3948649	-3,25279943	0,15721735	-4,55E-03	-0,30813677	2,30328127
375	-6,37224775	0,28271155	9,00E-03	-4,40E-04	6,58E-03	-0,11839512

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
377	-6,73720536	-0,23092749	8,11E-03	6,30E-05	-8,09E-03	0,0739151
378	-6,76084686	-0,25421743	7,94E-03	5,61E-04	-1,50E-02	0,1564181
379	-6,17326693	4,01E-03	-7,95E-03	-5,67E-04	-6,78E-03	-1,26E-02
380	-6,10809667	0,01541087	-8,12E-03	-6,42E-05	2,87E-04	-1,90E-02
381	-5,74359579	2,18E-02	-8,79E-03	2,12E-05	8,05E-03	-0,02214399
382	-5,79559792	3,77E-02	-9,06E-03	4,78E-04	1,59E-02	-2,90E-02
383	-5,99423691	0,25845213	9,03E-03	-4,53E-04	6,85E-03	-0,11041485
384	-5,98523165	0,26779207	8,76E-03	-2,00E-05	-7,45E-04	-0,17878665
385	-6,35111715	-0,22053486	8,14E-03	6,25E-05	-7,86E-03	0,06585205
386	-6,37338877	-0,2201595	7,97E-03	5,43E-04	-0,01477679	0,13062601
387	-6,87104314	1,89E-02	-8,12E-03	-6,10E-04	-7,21E-03	-1,74E-02
389	-6,43025147	1,91E-02	-8,98E-03	2,00E-05	7,97E-03	-2,04E-02
390	-6,48281069	2,23E-02	-9,24E-03	4,52E-04	1,60E-02	-1,85E-02
391	-24,0944265	0,30797305	2,37E-02	-5,13E-04	-0,00392123	-0,55455123
392	-23,422432	0,30339458	-0,10200264	1,83E-04	0,24788175	-0,64240652
393	-8,53625326	0,68405401	-6,59E-03	-5,33E-05	1,72E-02	-1,07487428
394	-7,52766096	0,58344525	1,62E-02	-2,24E-04	-2,52E-02	-0,76608783
406	-29,0631906	3,58697351	0,16090837	-2,16E-04	0,15197808	-1,1431976

De los datos anteriores el elemento número 44 siendo una columna obtuvo compresión de 74.47 ton/m², el elemento 277 con 24.02 ton/m² la tensión mayor siendo una viga, en cuanto a los contra venteos el numero 272 con 18.97 ton/m², esto para la súper estructura. Ahora en cuanto a las armaduras el cordón superior es de 53,57 ton/m² en tensión, el cordón inferior de 31.36 ton/m² a compresión, el montante de 41.62 ton/m² a compresión, la armadura diagonal 40.64 ton/m² a compresión. Con anteriores datos se puede empezar a proponer y diseñar.

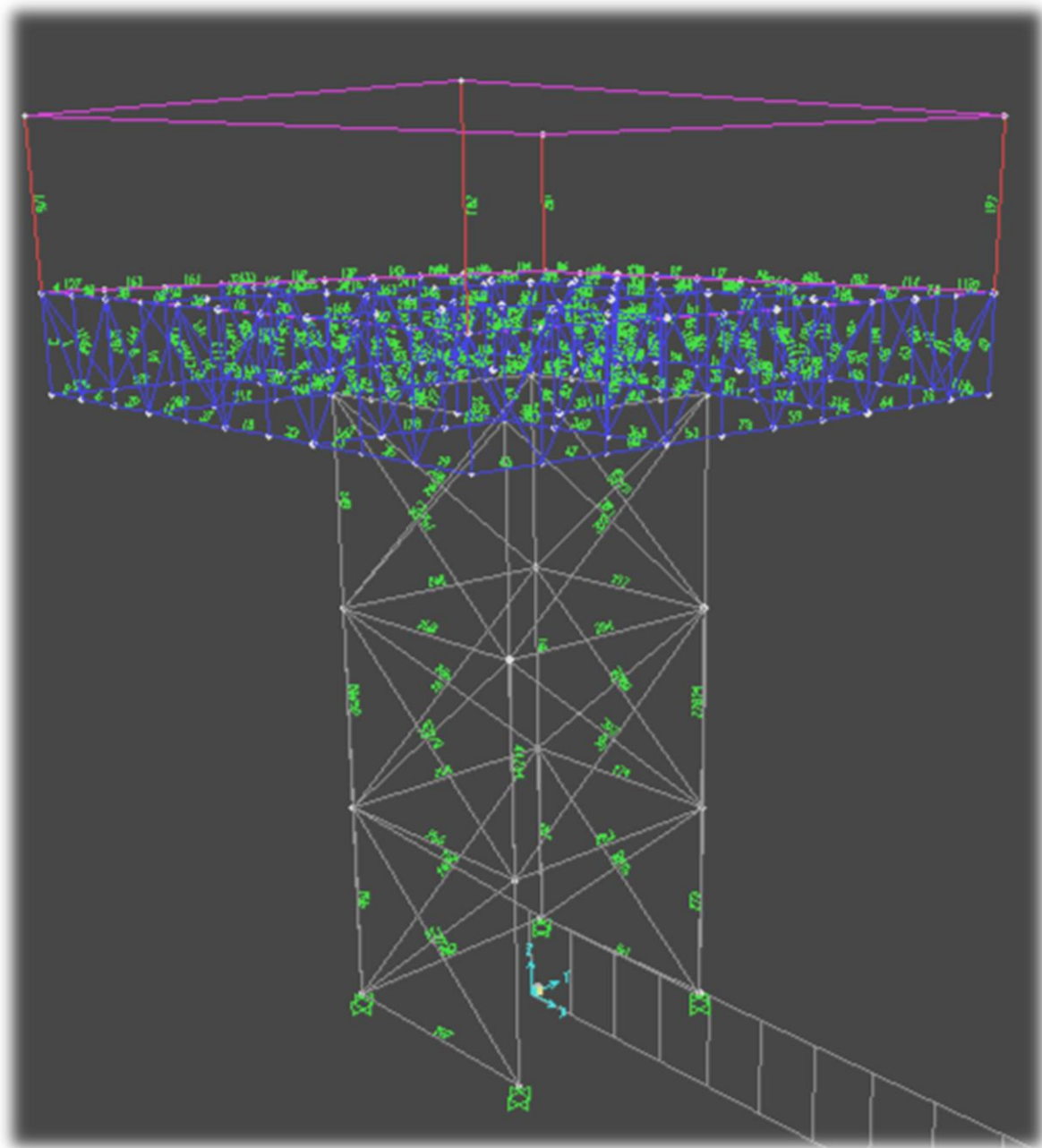
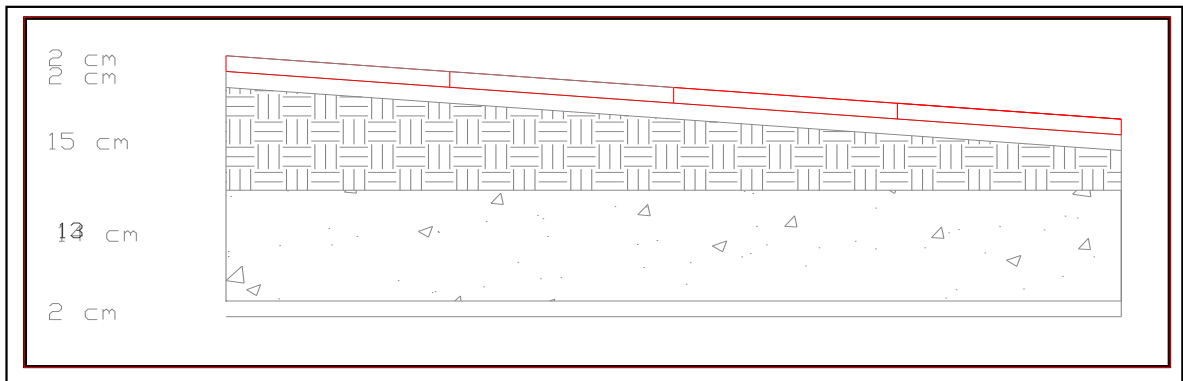


Fig. 5.1 Representación del modelo a calcular. Fuente propia.

5.2 Análisis de cargas.

Primeramente se analiza todas las cargas que estarán sobre la estructura, todo de acuerdo al terminado que estas requieran.

ANALISIS DE CARGAS LOSA DE AZOTEA



MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL. (ton/m ³)	PESO TOT. (ton/m ²)
Enladrillado	0,02	2,2	0,044
Mortero	0,02	2,1	0,042
Relleno de tepetate	0,15	1,6	0,24
Losa de Concreto	0,13	2,4	0,312
Mortero	0,02	2,1	0,042
	0		0
		∑ CM=	0,68

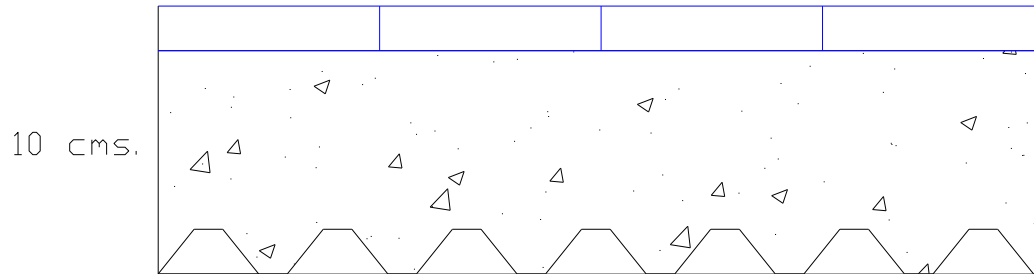
Cargas permanentes

Carga muerta	CM=	0,68 ton/m ²
Carga adicional	Cad=	0,04 ton/m ²
Carga viva	CV=	<u>0,1 ton/m²</u>
Carga total	CT=	0,82 ton/m ²

Cargas permanentes + accidentales

Carga muerta	CM=	0,68 ton/m ²
Carga adicional	Cad=	0,04 ton/m ²
Carga viva	CV=	<u>0,07 ton/m²</u>
Carga total	CT=	0,79 ton/m ²

LOSACERO DE ENTREPISO



MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL. (ton/m ³)	PESO TOT. (ton/m ²)
Mozaico	0,035	1	0,035
Lámina	0	0,0057	0,0057
Losa	0,1	2,3	0,23
Malla electrosoldada	0	0,00097	0,00097
		Σ CM=	0,27167

Cargas permanentes

Carga muerta	CM=	0,27167 ton/m ²
Carga adicional	Cad=	0,04 ton/m ²
Carga viva	CV=	0,17 ton/m ²
Carga total	CT=	0,48167 ton/m ²

Cargas permanentes + accidentales

Carga muerta	CM=	0,27167 ton/m ²
Carga adicional	Cad=	0,04 ton/m ²
Carga viva	CV=	0,09 ton/m ²
Carga total	CT=	0,40167 ton/m ²

A continuación se realiza el peralte que se utilizara para la losa del departamento eligiendose la mas desfavorable y/o con un mayor perimetro.

Peralte efectivo de la losa

Concreto Clase I $f'c \geq$ 250 kg/cm²

$f_y =$ 4200 kg/cm²
 $f_s =$ 2520 kg/cm²

$W =$ 820 kg/cm²

Se aumentó la losa
 discontinua en un 50
 %

Concreto Clase II $f'c <$ 250 kg/cm²

Perimetro= 2076 cm

Condicion	$f_s \leq$	2520 kg/cm ²	$w \leq$	380 kg/cm ²
-----------	------------	-------------------------	----------	------------------------

Si se utiliza concreto clase uno y cumple la condición entonces se utilizará la tabla 6.1 que se encuentra en la Normas Tecnicas Complementarias y para obtener el Peralte efectivo es la siguiente fórmula :

$$d_{min} = \frac{\text{Perimetro}}{250}$$

Si se utiliza concreto clase dos y cumple la condición entonces se utilizará la tabla 6.1 que se encuentra en la Normas Tecnicas Complementarias y para obtener el Peralte efectivo es la siguiente fórmula :

$$d_{min} = \frac{\text{Perimetro}}{170}$$

Pero si no Cumple la Condición 1 El Peralte efectivo mínimo se sacará multiplicando cualquier fórmula anterior dependiendo sea el caso por la siguiente expresión

$$= \boxed{0.032 \times ((f_s \cdot W)^{1/4})}$$

En nuestro caso no cumple y si se construye con Concreto Clase I es:

$$d_{\min} = \frac{\text{Perimetro}}{250} (0.032 \times ((f_s \cdot W)^{1/4}))$$

Son 2 cms de Recubrimiento

$$= 10.075 + 2 = \boxed{12.07}$$

En nuestro caso no cumple y si se construye con Concreto Clase II es:

$$d_{\min} = \frac{\text{Perimetro}}{170} (0.032 \times ((f_s \cdot W)^{1/4}))$$

$$= 14.816 + 2 = \boxed{16.8}$$

Dado que el resultado con concreto Clase I es aceptable se utilizará ese.

5.2.2 Revisión de la resistencia de los muros por cargas verticales y horizontales.

Se necesita revisar si los muros resisten las cargas que de forma descendente.

REVISION DE MUROS POR CARGAS VERTICALES

PLANTA ALTA

Fr= 0,6
fm*= 15

MURO	LONGITUD [L] (cm)	ESPESOR [t] (cm)	AREA TRIBUTARIA (m ²)	CARGA TOTAL DE LA LOSA (kg)	PESO PROPIO DEL MURO (kg)	CARGA VERTICAL ACTUANTE		FE	CARGA VERTICAL RESISTENTE [PR] (kg)	
						P (kg)	Pu(kg)			
1 C-G	423	12	5,32	4362,4	3172,5	7534,9	10548,86	0,6	34719,84	SI PASA
2 B-C	165	12	0,68	557,6	1237,5	1795,1	2513,14	0,6	13543,2	SI PASA
4 A-B	240	12	3,05	2501	1800	4301	6021,4	0,6	19699,2	SI PASA
4 B-B'	44	12	0	0	330	330	462	0,6	3611,52	SI PASA
4 D'-F	55	12	2,69	2205,8	412,5	2618,3	3665,62	0,7	5266,8	SI PASA
4 G-H	156	12	1,44	1180,8	1170	2350,8	3291,12	0,7	14938,56	SI PASA
7 A-A'	132	12	2,2	1804	990	2794	3911,6	0,7	12640,32	SI PASA
7 B-C	133	12	2	1640	997,5	2637,5	3692,5	0,7	12736,08	SI PASA
7 G-H	156	12	0,7	574	1170	1744	2441,6	0,6	12804,48	SI PASA
A 4-7	365	12	3,33	2730,6	2737,5	5468,1	7655,34	0,6	29959,2	SI PASA
B 2-4	215	12	1,47	1205,4	1612,5	2817,9	3945,06	0,6	17647,2	SI PASA
B' 4-5 DIAGO	200	12	3,18	2607,6	1500	4107,6	5750,64	0,6	16416	SI PASA
C 2-3	94	12	3,07	2517,4	705	3222,4	4511,36	0,6	7715,52	SI PASA
C 3-4 DIAGO	160	12	5,5	4510	1200	5710	7994	0,7	15321,6	SI PASA
C 5-6	155	12	4,76	3903,2	1162,5	5065,7	7091,98	0,7	14842,8	SI PASA
C 7-8 DIAGO	191	12	3,3	2706	1432,5	4138,5	5793,9	0,6	15677,28	SI PASA
F 8-7 DIAGO	191	12	1,43	1172,6	1432,5	2605,1	3647,14	0,7	18290,16	SI PASA
H 4-7	373	12	2,91	2386,2	2797,5	5183,7	7257,18	0,7	35718,48	SI PASA

Ahora se revisan las cargas horizontales.

REVISIÓN DE MUROS POR CARGAS LATERALES (SISMOS)

Grupo B	Coefficiente Sísmico	Cs=	0,13
	Peso total de la Estructura	Wtot=	147658,685
	Cortante Sísmico = Wtot x Cs	Vs =	19195,6291
	Fuerza Cortante Ultima = Fc x Vs	Vu =	21115,192

Wlosazotea=	81,4
WmurosP.A.=	25,86
Wentrepiso=	38,4076854

Wtinaco= 1,991 = Wpeso Propio+ Peso del Agua+Peso Base

REVISION DE MUROS

Altura de muros h=	2,5	cm	Area entrepiso=	95,62
			Wtot=	147,658685

SENTIDO X				
MURO	LONGITUD (cm)	ESPESOR (cm)	FAE	AREA EQUIVALENTE (cm ²)
1 C-G	423	12	1	5076
2 B-C	165	12	7,70533	15256,55023
4 A-B	240	12	1	2880
4 B-B'	44	12	0,54793	289,309397
4 D'-F	55	12	0,85615	565,057416
4 G-H	156	12	6,88767	12893,7221
7 A-A'	132	12	4,93141	7811,353719
7 B-C	133	12	5,00641	7990,232811
7 G-H	156	12	6,88767	12893,7221
Lx	1504		Σ =	65655,94778

FR= 0,7 Factor de Reduccion de Resistencia
 vm*= 3,5 Esfuerzo Cortante
 Lt= 2706 Longitud Total de Muros
 Px= 82068,98109 Porcentaje de Carga
 VmRx= 97663,02206 si pasa Fuerza Cortante

SENTIDO Y				
MURO	LONGITU D (cm)	ESPEJOR (cm)	FAE	AREA EQUIVA
A 4-7	365	12	1	4380
B 2-4	215	12	1	2580
B' 4-5 DIAGO	0	12	0	0
C 2-3	94	12	0,25008	282,09
C 3-4 DIAGO	0	12	0	0
C 5-6	155	12	0,67997	1264,74
C 7-8 DIAGO	0	12	0	0
F 8-7 DIAGO	0	12	0	0
H 4-7	373	12	1	4476
Ly	1202		Σ =	12982,8

FR= 0,7
 vm*= 3,5
 Lt= 2706
 Py= 65589,7
 VmRy= 29677,8 si pasa

$$VmR = FR(0.5vm*AT + .3P) \leq 1.5FrVm*AT$$

5.2.3 Cargas que llegan a la estructura directamente.

Peso traveses= 1,6995 ton

Peso Columnas: 0,75 ton

Area de la losa= 95,62 m²

Wtotal del departamento= 150108,1854 kg

W distrib.= 1569,840885 kg/m² = 1,56984 ton/m²
= 0,15698 kg/cm²

SEGMENTO	LONGITUD (M)	AREA TRIB (M ²)	AREA TRIB. POR W.DISTRIB (TON)	PESO POR SU LONGITUD
1 A-B	5	6,12	9,607426215	1,921485243
1 B-C	5	6,12	9,607426215	1,921485243
2 A-B	5	12,24	19,21485243	3,842970486
2 B-C	5	12,24	19,21485243	3,842970486
3 A-B	5	6,12	9,607426215	1,921485243
3 B-C	5	6,12	9,607426215	1,921485243
A 1-2	5	6,12	9,607426215	1,921485243
A 2-3	5	6,12	9,607426215	1,921485243
B 1-2	5	12,24	19,21485243	3,842970486
B 2-3	5	12,24	19,21485243	3,842970486
C 1-2	5	6,12	9,607426215	1,921485243
C 2-3	5	6,12	9,607426215	1,921485243

PESO QUE SE DESCARGA DISTRIBUIDAMENTE EN LAS 2 ARMADURAS PRINCIPALES.

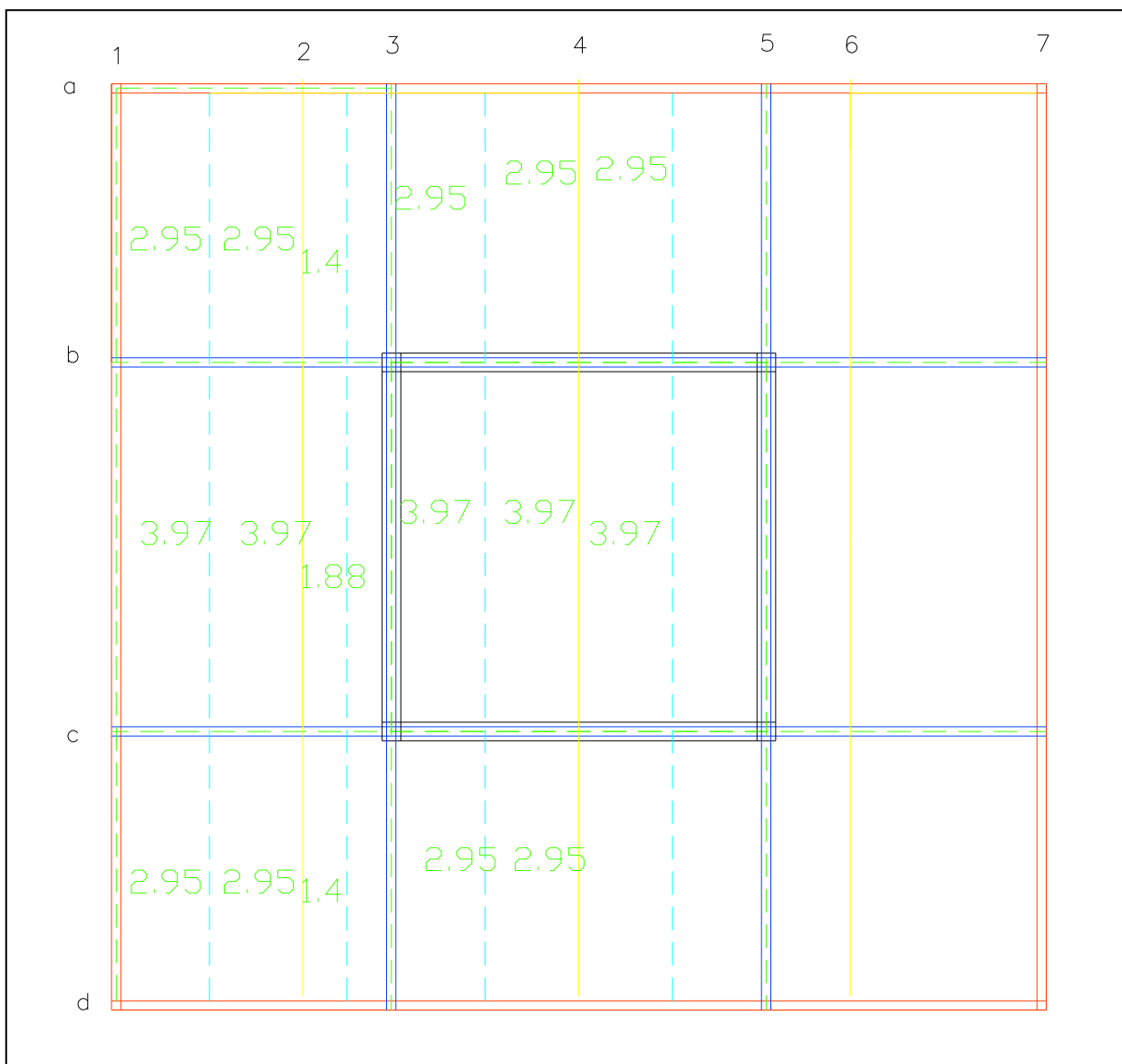
SEGMENTO	LONGITUD (M)	PESO DISTRIBUIDO (TON/M)
2 A-B	5	3,842970486
2 B-C	5	3,842970486
B 1-2	5	3,842970486
B 2-3	5	3,842970486

PESO QUE SE DESCARGA PUNTUALMENTE EN LAS 2 ARMADURAS PRINCIPALES.

SEGMENTO	LONGITUD (M)	CARGAS PUNTUALES
2 A-B	5	19,21485243
2 B-C	5	19,21485243
B 1-2	5	19,21485243
B 2-3	5	19,21485243

Cada área tributaria de acuerdo al análisis de cargas transmite el peso a las armaduras primarias y secundarias para después convertirse en cargas puntuales.

Los números de los extremos sirven para localizar las cargas puntuales, los números de centro son las áreas tributarias correspondientes a cada viga secundaria, y para así poder obtener las cargas puntuales.



Después de haber hecho el análisis anterior se obtienen las cargas puntuales en los nodos señalados los cuales a su vez bajan a la estructura.

Nodo	Carga en nodo
a 1	2,86 ton
b 1	6,78 ton
c 1	6,78 ton
d 1	2,86 ton
a 2	4,22 ton
b 2	10,01 ton
c 2	10,01 ton
d 2	4,22 ton
a 3	4,22 ton
b 3	10,01 ton
c 3	10,01 ton
d 3	4,22 ton
a 4	5,73 ton
b 4	13,57 ton
c 4	13,57 ton
d 4	5,73 ton
a 5	4,22 ton
b 5	10,01 ton
c 5	10,01 ton
d 5	4,22 ton
a 6	4,22 ton
b 6	10,01 ton
c 6	10,01 ton
d 6	4,22 ton
a 7	2,86 ton
b 7	6,78 ton
c 7	6,78 ton
d 7	2,86 ton
Σ	191,01 ton

5.3 Diseño de la viga.

Se diseñan las vigas tomando la más desfavorable que es la viga No. 277 de acuerdo a la numeración del SAP, el cual es un análisis por tensión.

PARA VIGAS

Las relaciones de esbeltez de elementos en tensión, deberá cumplir

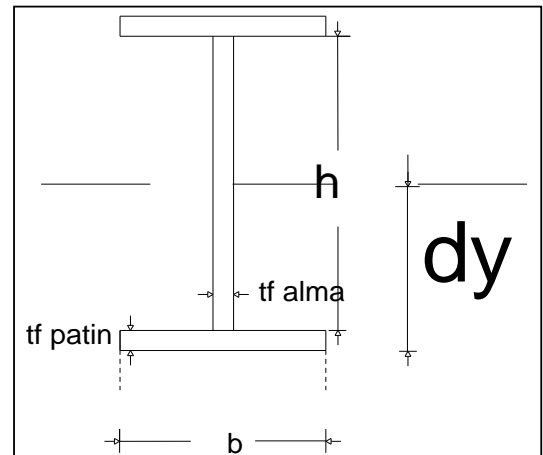
Se propone un IPR de dimensiones de 6x4

b=	10,16	cm	Base
h=	15,24	cm	Peralte
tfalma=	0,58	cm	Espesor
tfpatin=	0,71	cm	Espesor
L=	300	cm	Longitud del elemento
rx=	6,3	cm ⁴	Radio de giro en X
ry=	2,3	cm ⁴	Radio de giro en Y

K es un coeficiente que depende de las restricciones de los apoyos pero por ser a tensión es uno

$$k = 1$$

Fuerza aplicada= 24020 kgs



ESFUERZOS PERMISIBLES A TENSION

$F_t = 0,66f_y \leq 0,50f_r$	1669,8	kg/cm ²	En seccion NETA.
$f_t = 0,45f_y$	1138,5	kg/cm ²	En seccion neta, con agujeros para pasador

f_r = esfuerzo de ruptura del material

FUERZA RESISTENTE DE LA SECCIÓN

$$f = \frac{T}{A}$$

$$A = \frac{T}{f}$$

Esta ecuación es una relación entre la tensión aplicada y fuerza resistente para así obtener el area requerida

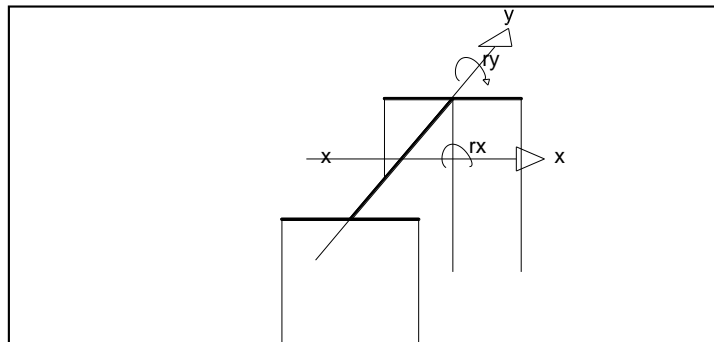
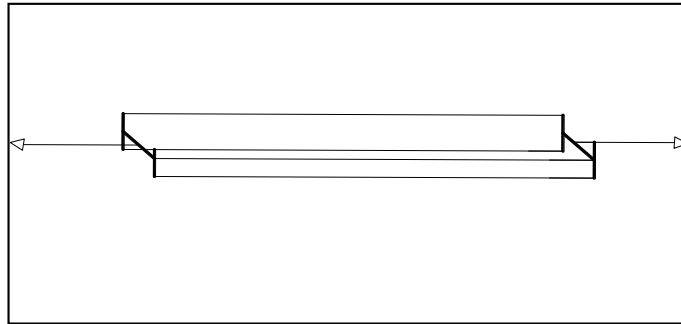
$$A = 21,09794 \text{ cm}^2$$

Area requerida para las vigas

Revisando la relación de esbeltez esta debe ser menor a a 250 que es para elementos primarios.

$$\frac{kl}{r_{\min}} = 130,4348 < 250 \quad \text{SE ACEPTA COMO SOLUCIÓN}$$

Se toma el menor radio de giro el cual es una relación de inercia entre el area.



5.4 Diseño de contra vientos.

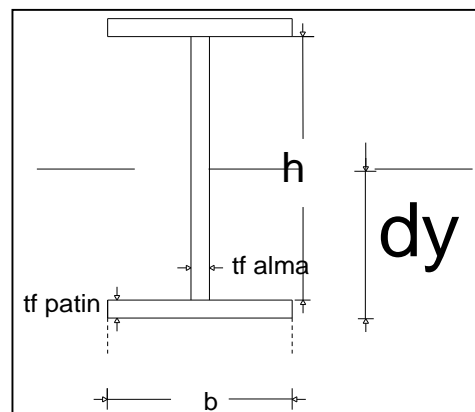
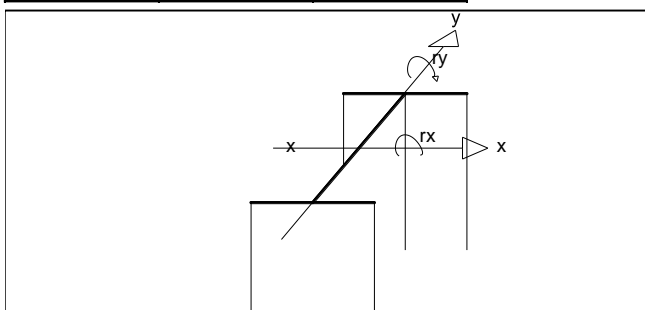
Se diseñan los contravientos tomando la mas desfavorable que es la viga No. 272 de acuerdo a la numeración del SAP, el cual es un análisis por tensión.

Las relaciones de esbeltez de elementos en tensión, debera cumplir

Se propone un IPR de dimensiones de 8x4

b=	10,16	cm
h=	20,32	cm
tfalma=	0,43	cm
tfpatin=	0,52	cm
L=	300	cm
rx=	8,2	cm ⁴
ry=	2,08	cm ⁴

k= 1 por ser a tensión
 Fuerza aplicada= 18970 kgs



ESFUERZOS PERMISIBLES A TENSION

$F_t = 0,66f_y \leq 0,50f_r$ 1669,8 kg/cm² En seccion NETA.
 $f_t = 0,45f_y$ 1138,5 kg/cm² En seccion neta, con agujeros para pasador

fr= esfuerzo de ruptura del material

FUERZA RESISTENTE DE LA SECCIÓN

$$f = \frac{T}{A} \qquad A = \frac{T}{f}$$

A= 16,66227 cm²

Area requerida para las vigas

Revisando la relación de esbeltez

$$\frac{kl}{r \min} = 144,2308 < 250 \qquad \text{SE ACEPTA COMO SOLUCIÓN}$$

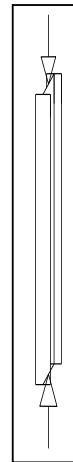
5.5 Diseño de columna.

La columna que presento mas compresión es la No. 42 según numeración del Sap, y se toma para diseñar todas las columnas.

COMPRESIÓN

COLUMNA

Datos		
fy=	2530	kg/cm2
H=	300	cm
k=	1	
f=	150	
P=	74470	kg
rx=	0	cm
ry=	0	cm

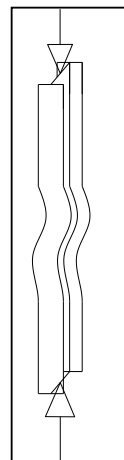


Datos Para Columna
Comparativa entonces se tomara el caso B1 para el patin y B2 para el alma de elementos atiesados 322-I

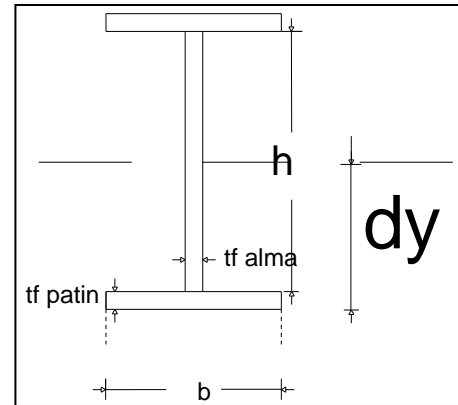
Relaciones b/t

Patin	7,033898	<	15,90486	NO TIENE PANDEO LOCAL
Alma	45,49254	>	39,76214	TIENE PANDEO LOCAL

En esta figura se muestra el pandeo local.



Se eligirá IPR de 304,8x165,1		
h=	304,8	mm
b=	166	mm
Peso=	46,2	kg/m
Area=	58,83	cm ²
tfpatin=	11,8	mm
tfalma=	6,7	mm
rx =	12,98	cm
ry=	3,74	cm



COMO LA RELACIÓN DE b/t NO PASA SE UTILIZA OTRA EXPRESIÓN DE ESBELTEZ CRITICA

Kl/rx=	23,11248	<	Kl/r)c=	6340	138,791027
Kl/ry=	80,2139			$\sqrt{Q_s Q_{afy}}$	

Aunque en general los elementos no atiesados no pasan el unico que no pasa es el atiesado por eso solo tomaremos el caso C2 para el calculo de ese elemento

Qs=	1	Porque el elemento que no pasa es atiesado
-----	---	--

Qa (para toda la pieza)=	Area efectiva	=	44,28105	=	0,94054908
	Area total		47,08		

Qa=	$\frac{A_{total} - \sum(b - b_e)t}{Area\ total}$	=	$\frac{20,4216}{20,4216} - \frac{1,87529607}{20,4216}$	=	0,908171
-----	--	---	--	---	----------

Se calcula el area efectiva para así saber donde a que grado no tiene pande local.

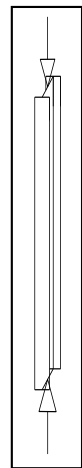
be=	2720 t	1 -	540	=	27,6810506
	$\sqrt{f_y}$		$\frac{b}{t} \sqrt{f_y}$		

Entonces Fa sera

Fa=12/23 QsQa	1-	$\frac{(Kl/r)^2}{2(kl/r)*c^2}$	f _y	=	1224,31023
---------------	----	--------------------------------	----------------	---	------------

Carga resistente					
Pr=	72026,17	kg	<	74470	

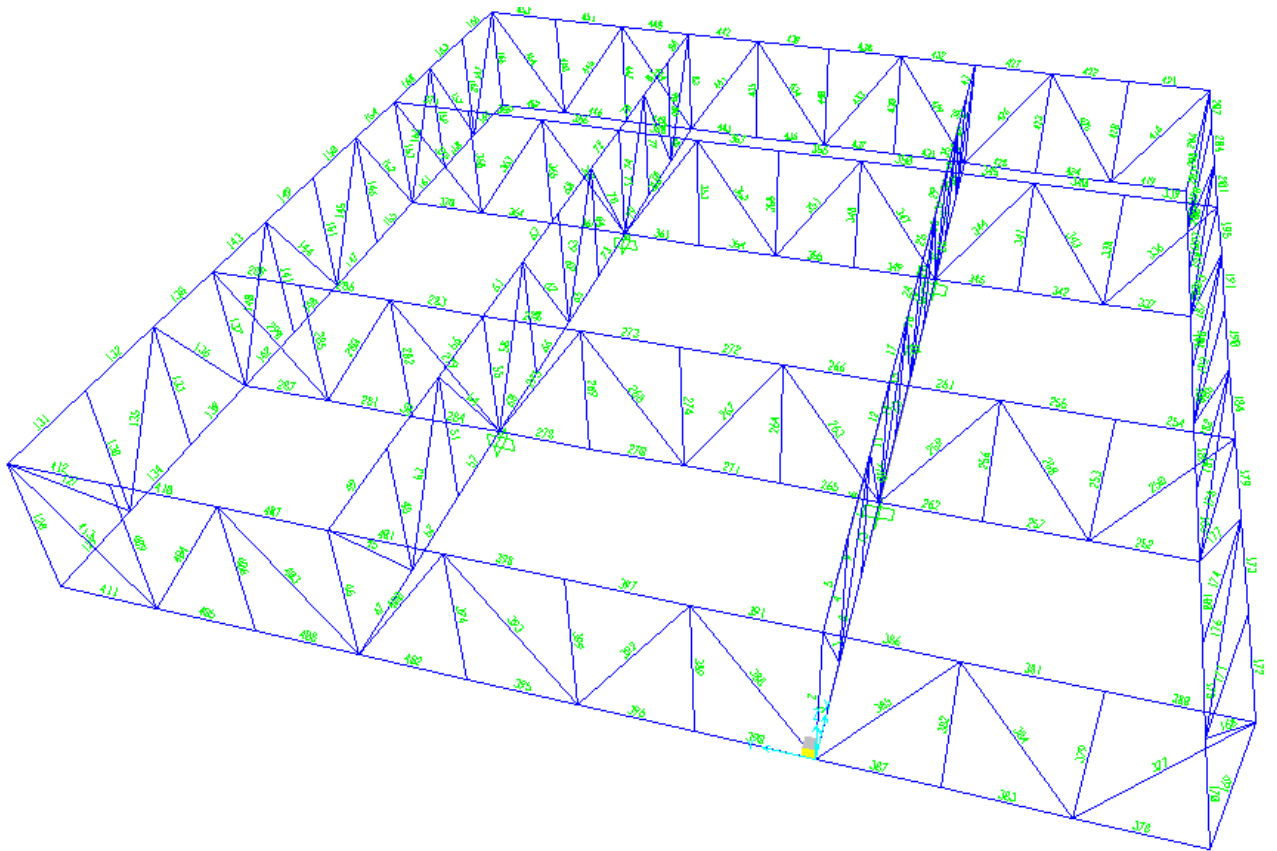
Checar si esta en el +/- 10 % si si pasa



Se revisó si está en el rango entre un menor al 10 % y efectivamente paso. Así que se admite como solución.

5.6 Diseño de armadura.

Los perfiles de toda la armadura son iguales para el cordón inferior, cordón superior, diagonales y montantes. El perfil consta de dos ángulos de lados iguales soldados formando una T inversa.



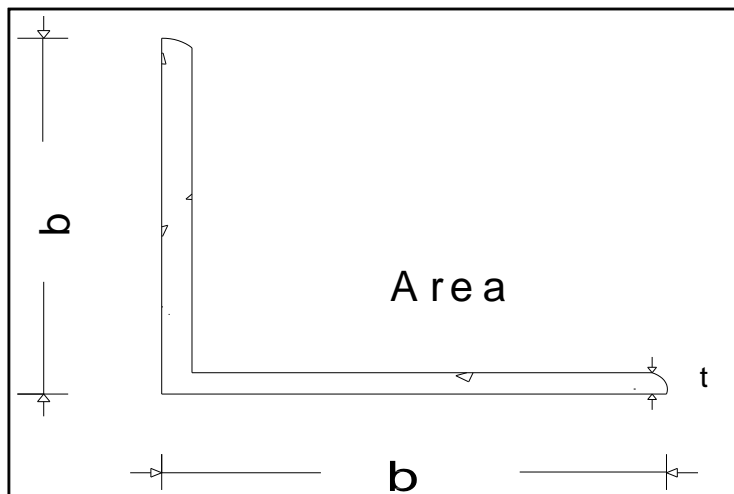
Tomando en la estructura la sección mas desfavorable, se observa la máxima reaccion que hay en ella para empezar a diseñar. Siendo el elemento No. 244 según numeración de SAP

ARMADURA
BARRAS A COMPRESIÓN
CUERDA INFERIOR

k=	1	
fy=	2530	kg/cm2
ft=	1669.8	kg/cm2
longitud=	100	cms
Compresión=	31360	kg

← Se reduce un 33%

Se da el caso A1 por que son 2 ángulos iguales unidos por separadores y se prosigue a hacer la relación ancho-espesor y ver cual Fa se utilizará

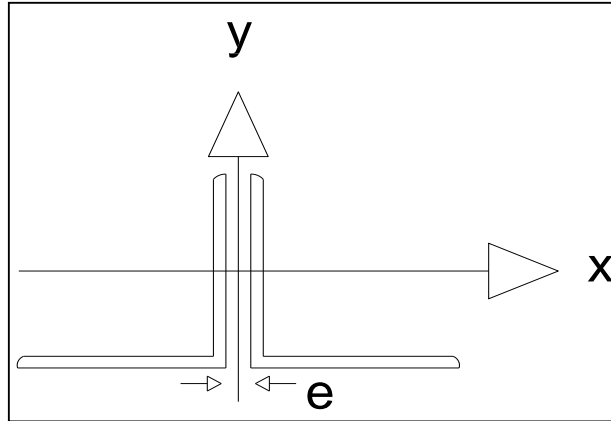


Las medidas de los dos angulos iguales de 3 x 3/8 con un e= 9,5 mm

Lado (b)=	7.62	cms
t=	1.11	cms

Los dos lados son iguales entonces: $b/t=$ 6.8648649

$$6.865 \leq \frac{640}{\sqrt{f_y}} = 12.723884$$



Area=	27,22	cm ²
rx=	2,31	cm
ry=	3,58	cm

Revisión de la relación de esbeltez:

$\frac{kL}{r}$	=	43,29004329	<200
----------------	---	-------------	------

si pasa

$\frac{kL}{r}$) _c	=	$\frac{6340}{\sqrt{f_y}}$	=	126,046	>	43,29004
----------------	----------------	---	---------------------------	---	---------	---	----------

$$\frac{kL}{r} < \left(\frac{kL}{r} \right)_c$$

Como el esfuerzo de compresión permisible es menor al crítico el esfuerzo permisible (fa) sera:

Fa= 12/23	1-	$\frac{(Kl/r)^2}{2(kl/r)^2 c^2}$	f _y	=	1164,299	kg/cm ²
-----------	----	----------------------------------	----------------	---	----------	--------------------

C _{admisible}	=	27,22	x	1164,298794	=	31692,21	kgs.
------------------------	---	-------	---	-------------	---	----------	------

$$= 31,69221 \text{ tons}$$

31692	>	31360
-------	---	-------

Las medidas de los dos angulos iguales de 3 x 3/8 con un e= 9,5 mm

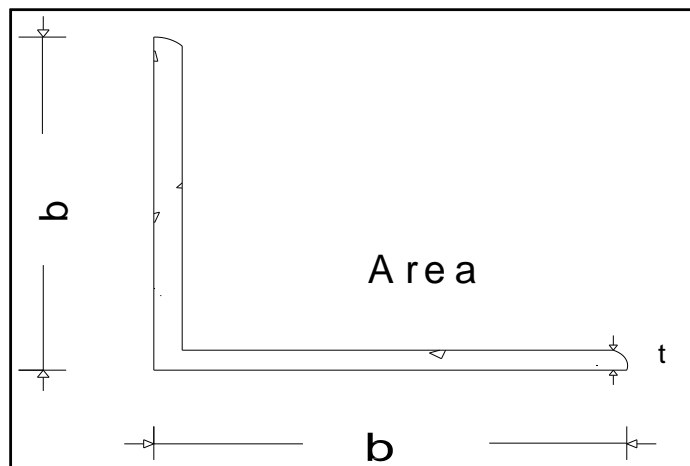
Tomando en la estructura la sección mas desfavorable, se observa la máxima reacción que hay en ella para empezar a diseñar. Siendo el elemento No. 214 según numeración de SAP

ARMADURA
BARRAS A COMPRESIÓN
DIAGONALES

k=	1	
fy=	2530	kg/cm ²
ft=	1669.8	kg/cm ²
longitud=	180	cms
Compresión=	40640	kg

← Se reduce un 33%

Se da el caso A1 por que son 2 ángulos iguales unidos por separadores y se prosigue a hacer la relación ancho-espesor y ver cual Fa (esfuerzo permisible) se utilizará

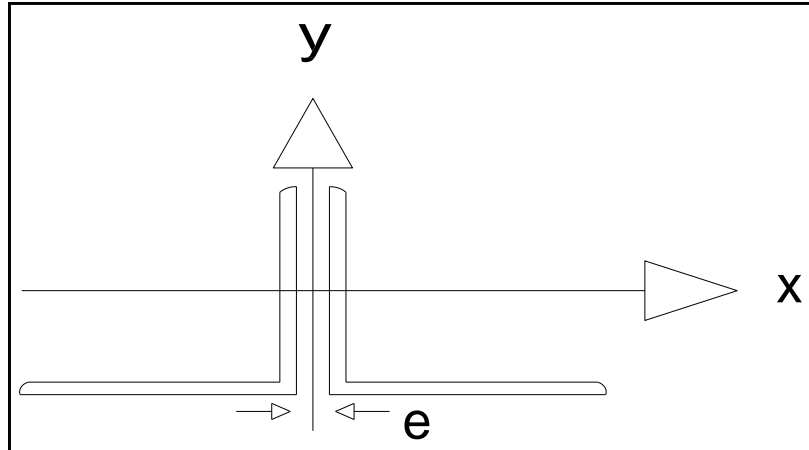


Las medidas de los dos ángulos iguales de 3 x 5/8 con un e= 9,5 mm

Lado (b)=	10.16	cms
t=	1.11	cms

Los dos lados son iguales entonces: $b/t=$ 9.1531532

$$9.153 \leq \frac{640}{\sqrt{f_y}} = 12.723884$$



Area=	42.7	cm ²
rx=	3.12	cm
ry=	4.62	cm

Revisión de la relación de esbeltez:

$\frac{kL}{r}$	=	57.69230769	<200
----------------	---	-------------	------

si pasa

$\frac{kL}{r}$) _c	=	$\frac{6340}{\sqrt{f_y}}$	=	126.04598	>	57.69231
----------------	----------------	---	---------------------------	---	-----------	---	----------

$$\frac{kL}{r} < \left(\frac{kL}{r}\right)_c$$

Como el esfuerzo de compresión permisible es menor al crítico el esfuerzo permisible (fa) será:

Fa= 12/23	1-	$\frac{(kL/r)^2}{2(kL/r)_c^2}$	fy	=	1043.4639	kg/cm ²
-----------	----	--------------------------------	----	---	-----------	--------------------

C _{admisible}	=	42.7	x	1043.463948	=	44555.911	kgs.
------------------------	---	------	---	-------------	---	-----------	------

$$= 44.555911 \text{ tons}$$

44555.91057	>	40640	si paso
-------------	---	-------	---------

Las medidas de los dos ángulos iguales de 3 x 5/8 con un e= 9,5 mm

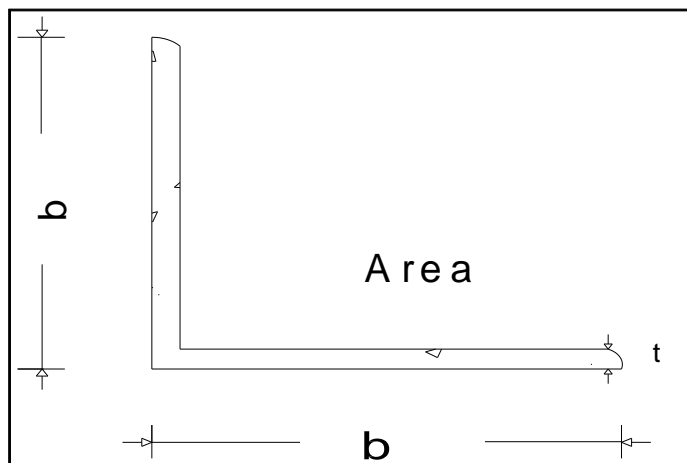
Tomando en la estructura la sección mas desfavorable, se observa la máxima reacción que hay en ella para empezar a diseñar. Siendo el elemento 211 según numeración de SAP

ARMADURA
BARRAS A COMPRESIÓN
MONTANTES

k=	1	
fy=	2530	kg/cm ²
ft=	1669.8	kg/cm ²
longitud=	150	cms
Compresión=	41620	kg

← Se reduce un 33%

Se da el caso A1 por que son 2 ángulos iguales unidos por separadores y se prosigue a hacer la relación ancho-espesor y ver cual Fa se utilizará



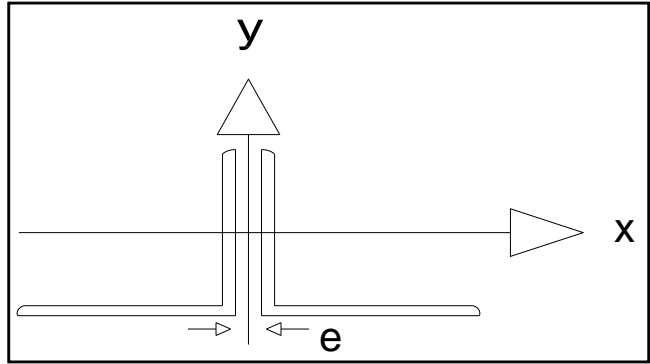
Las medidas de los dos ángulos iguales de 4 x 3/8 con un e= 9,5 mm

Lado (b)=	10.16	cms
t=	0.95	cms

Los dos lados son iguales entonces:

$$b/t = 10.694737$$

$$10.69 \leq \frac{640}{\sqrt{f_y}} = 12.723884$$



Area=	36.9	cm ²
r _x =	3.12	cm ⁴
r _y =	4.6	cm ⁴

Revisión de la relación de esbeltez:

$\frac{kL}{r}$	=	48.07692308	<200
----------------	---	-------------	------

si pasa

$\frac{kL}{r}$) _c	=	$\frac{6340}{\sqrt{f_y}}$	=	126.04598	>	48.07692
----------------	----------------	---	---------------------------	---	-----------	---	----------

$$\frac{kL}{r} < \left(\frac{kL}{r} \right)_c$$

Como el esfuerzo de compresión permisible es menor al crítico el esfuerzo permisible (f_a) será:

F _a = 12/23	1-	$\frac{(kL/r)^2}{2(kL/r)_c^2}$	f _y	=	1127.9611	kg/cm ²
------------------------	----	--------------------------------	----------------	---	-----------	--------------------

C _{admisible}	=	36.9	x	1127.961075	=	41621.764	kgs.
------------------------	---	------	---	-------------	---	-----------	------

$$= 41.621764 \text{ tons}$$

41621.76366	>	41620
-------------	---	-------

Las medidas de los dos ángulos iguales de 4 x 3/8 con un e= 9,5 mm

Tomando en la estructura la sección mas desfavorable, se observa la máxima reacción que hay en ella para empezar a diseñar. Siendo el elemento No. 243 según numeración de SAP

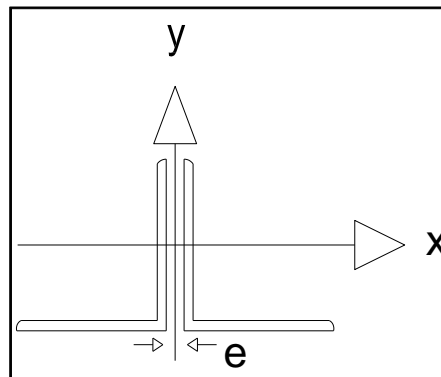
ARMADURA
BARRAS A TENSIÓN
CUERDA SUPERIOR

k=	1	
fy=	2530	kg/cm2
ft=	1669.8	kg/cm2
longitud=	100	cms
Tensión=	53570	kg

← Se reduce un 33%

A=	$\frac{T}{ft}$	= 32.08169	cm2
----	----------------	------------	-----

Se elige dos ángulos de lados iguales de 3 x 1/2 para satisfacer el área necesaria de la tensión aplicada



rx= 2.29 cm4
ry= 3.63 cm4

Perfil a utilizar será dos ángulos de lado iguales en T

Revisión de la relación de esbeltez:

$$\frac{kL}{r} = 43.6681223 < 250$$

Relación máxima permisibles para miembros principales a tensión

Se elige dos ángulos de lados iguales de 3 x 1/2 para satisfacer el área necesaria de la tensión aplicada

5.7 Soldadura.

La preparación de la soldadura es de tipo filete en las uniones de todos los nodos en cuanto a la armadura, y en la estructura las vigas estarán apoyadas sobre una placa soldada a la columna.

Para la armadura existen 4 perfiles en diagonal de 3" x 3/8" el cálculo es el siguiente:

$$\text{Capacidad del filete} = \text{LH sen } 45^\circ \text{ fv soldadura}$$

$$L = \begin{array}{l} \text{Para un perfil} \\ \text{de 3"} \end{array} = \left| 7,62 \quad \times \quad 4 \right|$$

$$= 30 \text{ cms}$$

$$H = \begin{array}{l} \text{Para una} \\ \text{soldadura de} \\ \text{1/16"} \end{array} = \frac{1/16" \times 2,54 \times \text{SENO } (45)}{1} = 0,1123 \text{ cms}$$

$$F_v = 1260 \text{ kg/cm}^2$$

Capacidad del filete=	4311,06	kg
-----------------------	---------	----

Pero como la máxima capacidad de la soldadura lo va definir el ancho del ángulo la cual es de 3/8" se multiplica por 6 porque es 6 veces mas que 1/16"

Capacidad total de filete=	25866,4	kg
----------------------------	---------	----

Y hay otros 2 perfiles de 4" X 5/8" y aparte al final esta el total resistente del nodo sumando los cuatro perfiles d 3":

$$L = \begin{array}{l} \text{Para un perfil} \\ \text{de 4"} \end{array} = \left| 10,16 \quad \times \quad 2 \right|$$

$$= 20 \quad \text{cms}$$

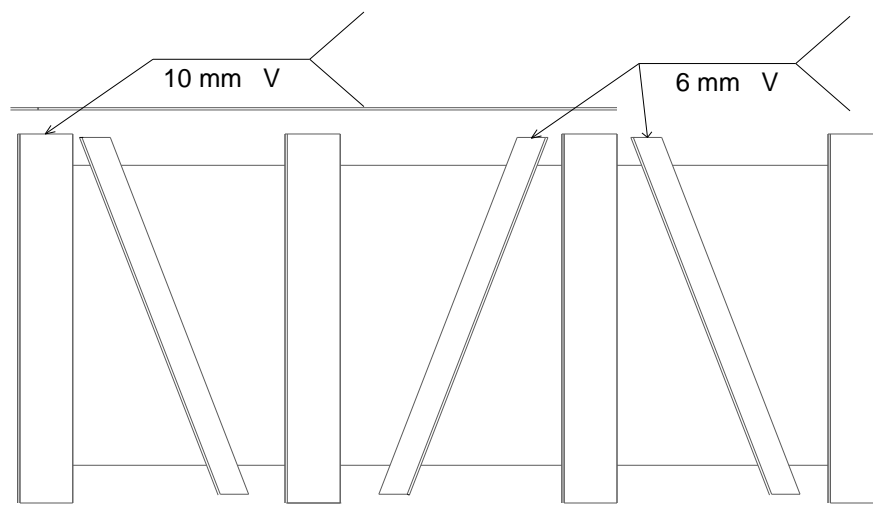
Capacidades filete =	2874,04 kg
----------------------	------------

Pero como la máxima capacidad de la soldadura lo va definir el ancho del ángulo la cual es de 5/8" se multiplica por 10 porque es 10 veces mas que 1/16"

Capacidad Total de	28740,4 kg
--------------------	------------

Total de resistencia de soldadura en nodo=	54606,7822 kg
---	----------------------

El nodo con mas carga es de 52.65 toneladas esto es menor a la carga resistente de la soldadura.



Ahora para las vigas estarán apoyadas sobre una placa de 10cmx10cm x3/8"

$$\text{Capacidad del filete} = \text{LH sen } 45^\circ \text{ fv soldadura}$$

$$\text{L} = \begin{array}{l} \text{Para una placa} \\ \text{de 10x10 de 3/8"} \end{array} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{H} = \begin{array}{l} \text{Para una} \\ \text{soldadura de} \\ \text{1/16"} \end{array} = \frac{1/16" \times 2,54 \times \text{SENO}(45)}{1} = 0,1123$$

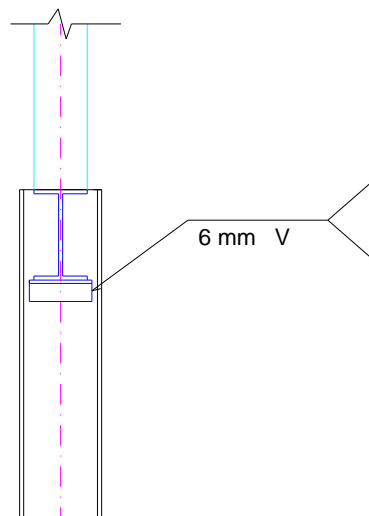
$$\text{Fv} = 1260$$

Capacidad del filete=	4243,17102	kg
-----------------------	------------	----

Pero como la máxima capacidad de la soldadura lo va definir el ancho de la placa la cual es de 3/8" se multiplica por 6 porque es 6 veces mas que 1/16"

Capacidad total de placa=	25459,0261	kg
----------------------------------	-------------------	-----------

El nodo con más carga es de 13.63 toneladas esto es mucho menor a la resistente de la soldadura.



Habiendo hecho todos los cálculos de diseño se puede observar en los datos obtenidos que las dimensiones de los elementos son muy grandes.

A continuación se puede recomendar que:

En cuanto a la armadura superior. Se puede aumentar el peralte y disminuir el tamaño de los ángulos, o utilizar otro tipo de perfil con mayor área de resistencia.

En cuanto a la base, aumentar el núcleo rígido y disminuir los claros.

O también se puede utilizar otro criterio de solución como puede ser el criterio de los edificios a tensión.

CONCLUSIÓN

En el transcurso de la investigación se conoció un nuevo método de solución pero dado que en la carrera no se imparte no se pudo utilizar como método de solución, tienen el nombre de edificio a tensión y es utilizado para edificios con grandes claros. Se optó entonces por considerar toda la estructura como una armadura y resolverla de esa forma. Los datos obtenidos por el programa SAP fueron indispensables para empezar a diseñar.

Las reacciones y fuerzas que actúan en una estructura también fueron contempladas y en las combinaciones que se hacen se notaba que las fuerzas se incrementan enormemente cuando se contempla el sismo en algún sentido las reacciones que afectan la estructura se consideran con sus respectivos factores de seguridad, esto provocó que las dimensiones de los elementos de la estructura fueran tan grandes porque el edificio tiene la forma de un péndulo invertido y es que tiene más de la mitad de la masa en la parte superior aumentando en cada combinación con sismo que las reacciones incrementarán de forma considerable.

Se dio a conocer la zona sísmica a la que pertenece el edificio y es zona B una de las mas sísmicas del país, aunque el terreno es bueno con capacidad de carga admisible de 8.79 ton/m².

La mejor opción de armadura fue la Warren invertida, cumple con los requerimientos del edificio pero también se descubrió que se puede mejorar si se aumenta el peralte o combinando los perfiles.

La soldadura necesitó mucho grosor también no es factible para el proceso constructivo, debería optarse por uniones atornilladas, pero aun así se necesitaría ver las líneas de falla, y si son considerables entonces aumentaría las dimensiones de las columnas y vigas.

También durante la investigación se conocieron diferentes aleaciones de acero se encuentran en el capítulo segundo, pero como no son comerciales se fabrican sobre pedido en este caso si se desea innovar y perfeccionar la estructura se puede utilizar otro tipo de aleación y así disminuir sus dimensiones en las vigas, las columnas, los contraventeos y los ángulos que se ocupan en la armadura.

Por lo tanto, se concluye que la obra puede realizarse sólo que no es factible su ejecución por el gasto que esta requiere, si en dado caso un dissipador de energía pudiera colocarse en él, disminuiría las dimensiones y así lograría factibilidad. También se puede optar por otros criterios de solución como es el de una estructura a tensión como lo dice Vinnakota (2006) en la pág. 63. O simplemente disminuir claros y aumentar el núcleo rígido.

Se pudo observar que el comportamiento de los edificios irregulares depende de la armonía y simetría de cada parte y elemento que la componen.

BIBLIOGRAFÍA

- BhattPrab, Nelson Hugh. (1999).
Estructuras.
Compañía Editorial Continental. México.
- Chapra C. Steven, Canale P. Raymond. (2003)
Métodos numéricos para ingenieros.
Mc Graw Hill Editorial. México.
- C. McCormac Jack. (2002).
Diseño de estructuras de acero.
Alfa Omega Editorial. México.
- De Buen Oscar, De HeredíaLopez. (1990).
Estructuras de Acero Comportamiento y Diseño.
Limusa Noriega Editorial. México.
- E. Bowles Joseph. (1989).
Diseño de acero Estructural.
Limusa Noriega Editorial. México.
- Estrada Uribe Gabriel. (1975)
Estructuras antisísmicas.
Compañía Editorial Continental. México.
- Honobastel Caleb. (2005).
Materiales para Construcción.
LimusaNoriega Editorial. México.
- Johnston Jr. E. Rusell, Beer P. Ferdinand, Dewol Ft. John. (2004)
Mecánica de materiales.

Mc Graw Hill Editorial. México.

- McCormac, Nelson. (2006)
Análisis de Estructuras. Métodos clásico y matricial.
Alfa Omega. México.
- M.J. Tomlinson. (2002).
Cimentaciones diseño y construcción.
Trillas. México.
- R. Meli. (2009)
Diseño Estructural.
Limusa. México.
- Segui T. William. (2000).
Diseño de estructuras de acero con LRFD.
International Thomson Editores. España.
- S. Vinnakota (2006).
Estructuras de acero: comportamiento y LRFD.
Mc Graw Hill. México.
- T.Y. Lin, S.D. Stotesbury. (1991)
Conceptos y sistemas estructurales para arquitectos e ingenieros.
Limusa Noriega Editorial. México.
- Van Vlack H. Lawrence. (1973)
Materiales para ingeniería
Compañía Editorial Continental S. A. México.

ANEXOS

