



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE AGUASCALIENTES

Centro de ciencias del diseño y de la construcción

Departamento de construcción y estructuras

Tesis:

Diferencia entre los códigos “ASD” y “LRFD” adaptándose al “IMCA”.

Presenta:

Ing. Marlon Joshue Jiménez Ruiz

Para obtener el grado de Maestro en Ingeniería Civil área estructuras

Tutor:

Maestro en Ing. Jorge Eudave Muñoz

Comité tutorial:

Maestro en Ing. Jorge Eudave Muñoz

Doctor en Ing. José Ángel Ortiz Lozano

Aguascalientes, Ags., a 27 de Mayo de 2016.



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA
DE AGUASCALIENTES

Centro de Ciencias del Diseño
y de la Construcción

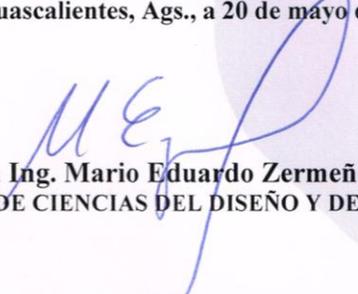
OFICIO No. CCDC-D-139-2016
ASUNTO: Conclusión de Tesis

**DRA. GUADALUPE RUIZ CUELLAR
DIRECCIÓN GENERAL DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO
PRESENTE.**

Por medio de este conducto informo que el documento final de tesis titulado: “ **Diferencia entre los métodos ASD y LRFD adaptándose al IMCA**”. Presentado por el sustentante: **ING. MARLON JOSHUE JIMÉNEZ RUIZ** con ID **119635** egresado de la **MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL**, cumple las normas y lineamientos establecidos institucionalmente. Cabe mencionar que el autor cuenta con el voto aprobatorio correspondiente.

Para efecto de los trámites que al interesado convengan se extiende el presente, reiterándole las consideraciones que el caso amerite.

A T E N T A M E N T E
“SE LUMEN PROFERRE”
Aguascalientes, Ags., a 20 de mayo de 2016


Dr. en Ing. Mario Eduardo Zermeño de León
DECANO DEL C. DE CIENCIAS DEL DISEÑO Y DE LA CONSTRUCCIÓN

- c.c.p.- M. en Ing. José Luis López López – Secretario de Investigación y Posgrado del CCDC.
- c.c.p.- Dr. Jesús Pacheco Martínez – Secretario Técnico de la Maestría en Ingeniería Civil.
- c.c.p.- M. en Ing. Jorge Eudave Muñoz – Tutor de Tesis.
- c.c.p.- Ing. Marlon Joshue Jiménez Ruiz – Egresado de la Maestría en Ingeniería Civil.
- c.c.p.- Lic. Delia Guadalupe López Muñoz – Jefe Sección de Certificados y Títulos.
- c.c.p.- Archivo

MEZL/rbv

Centro de Ciencias del Diseño
y de la Construcción

DR. EN ING. MARIO EDUARDO ZERMEÑO DE LEÓN
DECANO DEL CENTRO DE CIENCIAS DEL DISEÑO Y DE LA CONSTRUCCIÓN
P R E S E N T E

Por medio del presente, como Tutor designado del estudiante **ING. MARLON JOSHUE JIMÉNEZ RUIZ**, con ID **119635**, quien realizó la tesis titulada: **“Diferencia entre los métodos ASD y LRFD adaptándose al IMCA”** y con fundamento en el Art. 175, Apartado II del Reglamento General de Docencia, me permito emitir el **VOTO APROBATORIO** para que él pueda proceder a imprimirla y así continuar con el procedimiento administrativo para la obtención del grado.

Pongo lo anterior a su amable consideración y sin otro particular por el momento, me permito enviarle un cordial saludo.

A T E N T A M E N T E
“SE LUMEN PROFERRE”
Aguascalientes, Ags., a 17 de mayo de 2016

M.ING. JORGE EUDAVE MUÑOZ
TUTOR DE TESIS

DR. JOSÉ ÁNGEL ORTIZ LOZANO
COTUTOR DE TESIS

c.c.p.- M. en Ing. José Luis López López – Secretario de Investigación y Posgrado del CCDC
c.c.p.- Ing. Marlon Joshue Jiménez Ruiz – Alumno
c.c.p.- Dr. Jesús Pacheco Martínez – Secretario Técnico de la Maestría en Ingeniería Civil
c.c.p.- M. en Ing. Jorge Eudave Muñoz – Tutor de Tesis
c.c.p.- Archivo
JPM/rbv

V.B.

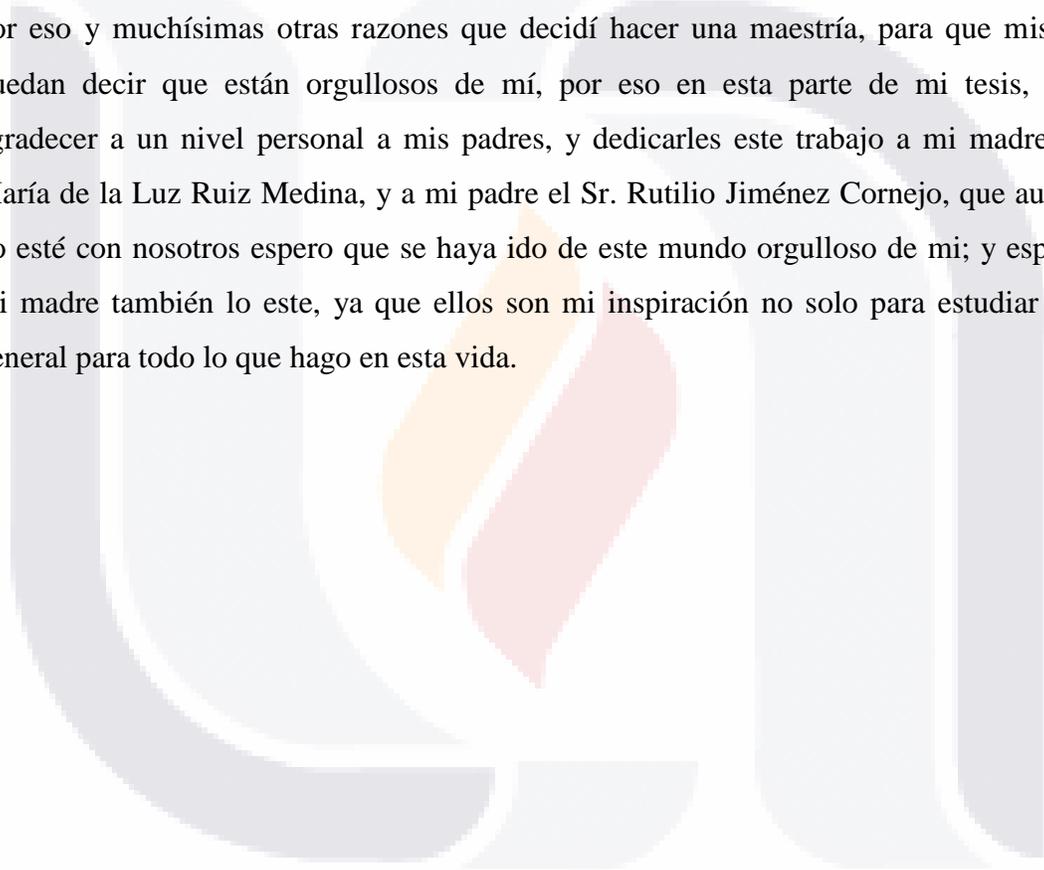
Agradecimientos:

En esta parte de mi tesis quisiera hacer hincapié en que uno no siempre sabe qué hacer en su camino como profesionista, se queda todas las tardes pensando que será del porvenir, y es en una de esas veces que decidimos hacer una maestría en la que se hace un estudio adicional después de haberse hecho de un título de licenciatura, y es en el cual se permite profundizar en el área de estudio que uno desee, expandir las habilidades y los saberes respecto a las temáticas asociadas de nuestro campo de estudio; y en general, mejorar los diversos aspectos que nos importan en una vida como profesionista. Pero desgraciadamente a veces no podemos sustentar económicamente este estudio, es por eso que en esta misma parte de mi tesis es en donde quisiera agradecer al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por haberme apoyado económicamente a mí y a mis compañeros y nos haya dado la oportunidad de seguir preparándonos profesionalmente.

También quisiera hacer notar que en este camino que uno viene recorriendo como profesionista, muchas veces se nos agotan las ganas de continuar y queremos desechar todo a la basura, y es entonces que nos da impulso el apoyo de nuestros padres, profesores y amigos en general, y es por eso que también quisiera agradecerles, ya que uno no estaría en esta parte de su vida si no fuera por los amigos, profesores y en especial por nuestros padres, gracias a todos ellos.

Dedicatorias:

¿Qué sería de nosotros en este mundo sin nuestros padres? Es algo que siempre me he preguntado a nivel personal; a veces pienso que simplemente ni siquiera seguiría respirando, me pregunto cómo es que nos idealizaron antes de nacer y si ¿Somos lo que ellos esperaban?, Y si ¿Cumplimos con lo que ellos deseaban que fuéramos?. Y al hacerme todas estas preguntas en mi cabeza siempre trato de alentarme y decirme que tengo que dar lo mejor de mí, aun cuando ya no quede nada para poder cumplir con sus expectativas, es por eso y muchísimas otras razones que decidí hacer una maestría, para que mis padres puedan decir que están orgullosos de mí, por eso en esta parte de mi tesis, quisiera agradecer a un nivel personal a mis padres, y dedicarles este trabajo a mi madre la Sra. María de la Luz Ruiz Medina, y a mi padre el Sr. Rutilio Jiménez Cornejo, que aunque ya no esté con nosotros espero que se haya ido de este mundo orgulloso de mi; y espero que mi madre también lo este, ya que ellos son mi inspiración no solo para estudiar sino en general para todo lo que hago en esta vida.



Índice general

Índice de tablas-----	05
Índice de graficas e imágenes-----	06
Resumen-----	10
Abstract-----	11
Planteamiento del problema-----	12
Justificación-----	13
Objetivos-----	13
Hipótesis-----	13
Alcance-----	14
Metodología-----	14
Parte I-Marco teórico-----	16
Capítulo 1-Disposiciones generales del acero estructural-----	17
1.1.-Historia del acero-----	17
1.2.-Propiedades del acero-----	19
1.2.2.-Propiedades en la tensión-----	21
1.2.3.-Propiedades en la compresión-----	21
1.2.4.-Propiedades de dureza-----	21
1.3.-Propiedades mecánicas del acero estructural-----	22
1.3.1.-Esfuerzos en tensión en el acero estructural-----	22
1.3.2.-Esfuerzos en compresión en el acero estructural-----	23
1.3.3.-Dureza del acero estructural-----	24
1.4.-Propiedades metalúrgicas del acero estructural-----	25
1.5.-Propiedades de la química del acero estructural-----	25
1.5.1.-Tipos de acero estructural-----	26
1.5.2.-Elementos químicos que componen el acero estructural-----	27



1.6.- Acciones sobre el acero estructural-----	28
1.6.1.-Soldabilidad del acero estructural-----	28
1.6.2.-Geometrias de los perfiles de acero estructural-----	28
1.6.3.-Efectos de laminado en caliente en el acero estructural-----	29
1.6.4.-Efectos del calor concentrado en acero estructural-----	30
1.6.5.-Efectos del laminado en frio en el acero estructural-----	30
1.7.-Grados y tipos de acero estructurales en el IMCA-----	30
1.8.-Otros tipos de acero estructural-----	31
1.9.-Diferentes usos del acero estructural-----	32
Capítulo 2-Diseño de estructuras de acero-----	33
2.1.-Pasos para la ejecución de una obra-----	33
2.1.1.-Planificación-----	33
2.1.2.-Estructuración-----	34
2.1.3.-Ejecución-----	34
2.2.-El diseño estructural-----	34
2.2.1.-Pasos del diseño estructural-----	35
2.2.2.-Metodos de diseño estructural-----	36
2.2.3.-Acciones y sus efectos sobre sistemas estructurales-----	38
2.2.4.-Conceptos fundamentales del diseño estructural-----	39
2.3.-¿Cómo y cuándo construir en acero?-----	40
2.3.1.-¿Qué tipo de sistema estructural es el adecuado?-----	40
2.3.2.-Efectos del acero estructural en la cimentación-----	41
2.4.-Métodos de diseño de acero estructural-----	42
2.4.1.-Especificar el tipo de acero estructural-----	42
2.4.2.-Eleccion del tipo de perfil-----	43
2.4.3.-Eleccion del tipo de placa-----	43



2.5.-Instituto Mexicano de la Construcción en Acero-----	44
2.6.-Consideraciones del constructor para la construcción en acero-----	46
Capítulo 3:Metodos de diseño “ASD y LRFD” y la confiabilidad estructural-----	48
3.1.- Métodos de diseño de estructuras de acero-----	48
3.1.1.- El Método ASD-----	48
3.1.2.- El Método LRFD-----	50
3.2.- Grafica Esfuerzo-Deformación del acero-----	53
3.3.-Confiabilidad estructural-----	55
Parte II-Metodología de intervención-----	57
Capítulo 4-Analisis y diseño de las estructuras-----	58
4.1.- Primera estructura: Edificio de claros cortos-----	59
4.1.1.- Descripción del proyecto en general-----	60
4.1.2.- Descripción arquitectónica del proyecto-----	60
4.1.3.- Reglamentos utilizados para el diseño-----	61
4.1.4.- Materiales-----	62
4.1.5.- Cargas-----	62
4.1.6.- Esfuerzos admisibles-----	65
4.1.7.- Combinaciones de cargas-----	66
4.1.8.- Métodos de cálculo-----	66
4.1.9.- Densidad estructural-----	76
4.2.- Segunda estructura: Edificio de claros largos-----	80
4.2.1.- Descripción del proyecto en general-----	80
4.2.2.- Descripción arquitectónica del proyecto-----	80
4.2.3.- Reglamentos utilizados para el diseño-----	82
4.2.4.- Materiales-----	82
4.2.5.- Cargas-----	82



4.2.6.- Esfuerzos admisibles-----	85
4.2.7.- Combinaciones de cargas-----	86
4.2.8.- Métodos de cálculo-----	86
4.2.9.- Densidad estructural-----	94
4.3.- Tercera estructura: Nave industrial ligera-----	98
4.3.1.- Descripción del proyecto en general-----	98
4.3.2.- Descripción arquitectónica del proyecto-----	98
4.3.3.- Reglamentos utilizados para el diseño-----	100
4.3.4.- Materiales-----	101
4.3.5.- Cargas-----	101
4.3.6.- Esfuerzos admisibles-----	104
4.3.7.- Combinaciones de cargas-----	104
4.3.8.- Métodos de cálculo-----	105
4.3.9.- Densidad estructural-----	110
Parte III: Resultados y conclusiones-----	114
Capítulo 5 -Análisis e interpretación de los resultados del diseño estructural-----	115
5.1.- Resultados de la primera estructura: Edificio de claros cortos-----	117
5.2.- Resultados de la segunda estructura: Edificio de claros largos-----	119
5.3.- Resultados de la tercera estructura: Nave industrial ligera-----	122
5.4.- Resultados en general de las estructuras-----	123
Capítulo 6 -Conclusiones del estudio-----	126
6.1.- Conclusiones del acero-----	126
6.2.- Conclusiones de la estructuración-----	126
6.3.- Conclusiones de la modelación estructural-----	126
6.4.- Conclusiones de los métodos de diseño, el “ASD” y el “LRFD”-----	127
6.5.- Conclusiones de las estructuraciones realizadas por ambos métodos	128
Referencias-----	131



Índice de tablas

Tabla 1: Combinaciones de cargas para “ASD”.-----49,66,86,104

Tabla 2: Factores de reducción de la capacidad de una sección del método “ASD”.-----50

Tabla 3: Combinaciones de cargas para “LRFD”.-----52,66,86,104

Tabla 4: Factores de reducción de la capacidad de una sección del método “LRFD”.-----52

Tabla 5: Cargas en el edificio de dos niveles con claros cortos.-----65

Tabla 6: Perfiles seleccionados para la estructuración del edificio de dos niveles con claros cortos, para ASD.-----73

Tabla 7: Perfiles seleccionados para la estructuración de edificio de dos niveles con claros cortos, para LRFD.-----74

Tabla 8: Perfiles seleccionados para la estructuración de los edificios de claro cortos, tanto para ASD como para LRFD.-----77,79

Tabla 9: Cargas en el edificio de dos niveles con claros largos.-----85

Tabla 10: Perfiles para la estructuración del edificio de dos niveles con claros largos, para ASD.-----91

Tabla 11: Perfiles para la estructuración del edificio de dos niveles con claros largos, para LRFD.-----92

Tabla 12: Perfiles seleccionados para la estructuración del edificio de claros largos, tanto para ASD como para LRFD.-----96,98

Tabla 13: Cargas en la nave industrial, cabe mencionar que las cargas laterales por sismos y vientos serán representadas como cargas laterales en las columnas.-----103

Tabla 14: Perfiles utilizados para la estructuración de la nave industrial, tanto para ASD como para LRFD.-----111,113



Índice de graficas e imágenes

Grafica 1: Grafica esfuerzo-deformación unitaria (σ - ϵ) del acero en tensión.-----23,54

Imagen 1: Grabado que muestra el trabajo con acero en la edad media.-----17

Imagen 2: Torre Eiffel ubicada en Paris, Francia, una de las primeras estructuras a base de acero.-----18

Imagen 3: Perfilaría de acero laminado en caliente.-----20

Imagen 4: Perfilaría de acero laminado en frio.-----20

Imagen 5: Acero corrugado.-----21

Imagen 6: Ensanchamiento por el efecto Poisson del plano longitudinal medio de un prisma comprimido a lo largo de su eje, el grado de ensanchamiento depende del coeficiente de Poisson, en este caso se ha usado aproximadamente $\nu \approx 0.50$.-----24

Imagen 7: Zonas donde se pueden dar la baja tenacidad del acero debido a la propia geometría del perfil y a su proceso de fabricación.-----29

Imagen 8: Planta general del edificio de dos niveles con claros cortos.-----60

Imagen 9: Elevación transversal del edificio de dos niveles con claros cortos.-----61

Imagen 10: Elevación longitudinal del edificio de dos niveles con claros cortos.-----61

Imagen 11: Ubicación del edificio de claros cortos dentro de los Estados Unidos Mexicanos, para sismos.-----64

Imagen 12: Distribución de cargas en el edificio de dos niveles con claros cortos.-----67

Imagen 13: Modelo en 3D en SAP-2000 del edificio de dos niveles con claros cortos.-----68

Imagen 14: Elevación longitudinal en SAP-2000 del edificio de dos niveles con claros cortos.-----68

Imagen 15: Diseño elementos secundarios de azotea del edificio de dos niveles con claros cortos, con hojas de cálculo en el programa “Microsoft Excel”, en el que se observan los esfuerzos de diseño para ASD y LRFD.-----69

Imagen 16: Diseño elementos secundarios de azotea del edificio de dos niveles con claros cortos, con hojas de cálculo en el programa “Microsoft Excel”, en el que se observan las características de la viga y los esfuerzos que es capaz de resistir está bajo diferentes situaciones de longitud de soporte.-----70

Imagen 17: Diseño elementos secundarios de azotea del edificio de dos niveles con claros cortos, con hojas de cálculo en el programa “Microsoft Excel”, en el que se observan los esfuerzos que es capaz de resistir la viga bajo ambos métodos de diseño el ASD y LRFD, además de la eficiencia de este. Cabe mencionar que los valores en rojo son los datos ingresados por el usuario, y en azul las notas de diseño.-----71

Imagen 18: Elevación longitudinal de esfuerzos en momento 3-3 para ASD con combinación 1 en SAP-2000 del edificio de dos niveles con claros cortos.-----72

Imagen 19: Elevación transversal de esfuerzos en momento 3-3 para ASD con combinación 1 en SAP-2000 del edificio de dos niveles con claros cortos.-----72

Imagen 20: Planta estructural del edificio de dos niveles con claros cortos por el método ASD.-----76

Imagen 21: Corte B-elevación longitudinal del edificio de dos niveles con claros cortos por el método ASD.-----76

Imagen 22: Corte A-elevación transversal del edificio de dos niveles con claros cortos por el método ASD.-----77

Imagen 23: Planta estructural del edificio de dos niveles con claros cortos por el método LRFD.-----78

Imagen 24: Corte B-elevación longitudinal del edificio de dos niveles con claros cortos por el método LRFD.-----78

Imagen 25: Corte A-elevación transversal del edificio de dos niveles con claros cortos por el método LRFD.-----79

Imagen 26: Planta general del edificio de dos niveles con claros largos.-----81

Imagen 27: Elevación transversal del edificio de dos niveles con claros largos.-----81

Imagen 28: Elevación longitudinal del edificio de dos niveles con claros largos.-----82

Imagen 29: Ubicación del edificio de claros largos dentro de los Estados Unidos Mexicanos, para sismos.-----84

Imagen 30: Distribución de cargas en el edificio de dos niveles con claros largos.-----87

Imagen 31: Modelo en 3D en SAP-2000 del edificio de dos niveles con claros largos.-----88

Imagen 32: Elevación longitudinal en SAP-2000 del edificio de dos niveles con claros largos.-----89

Imagen 33: Elevación longitudinal de esfuerzos en momento 3-3 para LRFD con combinación 1 en SAP-2000 del edificio de dos niveles con claros largos.-----90

Imagen 34: Elevación transversal de esfuerzos en momento 3-3 para LRFD con combinación 1 en SAP-2000 del edificio de dos niveles con claros largos.-----90

Imagen 35: Planta estructural del edificio de dos niveles con claros largos por el método ASD.-----94

Imagen 36: Corte B-elevación longitudinal del edificio de dos niveles con claros largos por el método ASD.-----95

Imagen 37: Corte A-elevación transversal del edificio de dos niveles con claros largos por el método ASD.-----95

Imagen 38: Planta estructural del edificio de dos niveles con claros largos por el método LRFD.-----96

Imagen 39: Corte B-elevación longitudinal del edificio de dos niveles con claros largos por el método LRFD.-----97

Imagen 40: Corte A-elevación transversal del edificio de dos niveles con claros largos por el método LRFD.-----97

Imagen 41: Planta general de la nave industrial.-----99

Imagen 42: Elevación longitudinal de la nave industrial.-----100

Imagen 43: Elevación transversal de la nave industrial.-----100

Imagen 44: Ubicación de la nave industrial dentro de los Estados Unidos Mexicanos, para sismos.-----103

Imagen 45: Distribución de cargas en la nave industrial.-----105

Imagen 46: Modelo en 3D en SAP-2000 de la nave industrial.-----106

Imagen 47: Elevación transversal en SAP-2000 de la nave industrial.-----107

Imagen 48: Elevación transversal de esfuerzos en momento 3-3 para LRFD con combinación 1 en SAP-2000 de la nave industrial.-----108

Imagen 49: Diseño elementos secundarios de techo de la nave industrial, con hojas de cálculo en el programa “Microsoft Excel”, en el que se observan los esfuerzos de diseño para el método ASD. Cabe mencionar que los valores en rojo son los datos ingresados por el usuario, y en azul las notas de diseño.-----108

Imagen 50: Planta estructural de la nave industrial por el método ASD.-----110

Imagen 51: Elevación transversal de la nave industrial por el método ASD.-----111

Imagen 52: Planta estructural de la nave industrial por el método LRFD.-----112

Imagen 53: Elevación transversal de la nave industrial por el método LRFD.-----112

Resumen

Este tema de tesis trata de una investigación de “Confiabilidad estructural”, entre dos métodos de diseño de estructuras de acero, el código de la “*Allowable Stress Design*” (ASD por sus siglas en inglés, o Diseño por esfuerzos admisibles) y el código “*Load and Resistance Factor Design*” (LRFD por sus siglas en inglés, o Cargas y Factores de Resistencia para el Diseño), usando solamente perfiles comerciales de acero del “IMCA” (Instituto mexicano de la construcción en acero), esto con el fin de poder observar una tendencia de variabilidad de factores de seguridad en las estructuras, ó sea observar que tanto varía la confiabilidad estructural entre los dos métodos de diseño. (Instituto Mexicano de la Construcción en Acero 2014)

Para poder lograr el objetivo previamente planteado se estudiara a fondo el acero estructural y la teoría que antecede estos dos métodos de diseño de estructuras de acero, y se plantearan varios tipos de estructuras, las cuales serán sometidas a distintas formas de trabajo para así poder diseñarlas por ambos métodos. Cabe mencionar que se utilizaran los códigos vigentes de diseño.

Al finalizar la investigación tendremos una mejor comprensión de la forma en que afectan los factores de seguridad a las estructuras de acero, y que tanto variarían en cuanto su peso bruto estructural un método de otro, lo que se refleja en el costo de la obra, y de no ser así se podría encontrar una tendencia de escasez en la perfiles comerciales de acero.

Abstract

This thesis topic is an investigation of "Structural reliability", between two methods of design of steel structures, the code for the "ASD" (Allowable Stress Design) and the code "LRFD" (Load and Resistance Factor Design) using only would outline commercial Mexican Steel "IMCA" (Mexican Institute of Steel Construction), this in order to observe a trend of variability of safety factors in structures, bone to note that both the structural reliability varies between two design methods.

To achieve the previously stated objective is to study in depth the structural steel and the above two methods of design of steel structures theory, and various types of structures, which are subjected to different forms of work in order to be able to design them were raised for both codes. It is noteworthy that the current design codes were used.

At the end of the investigation we have a better understanding of how they affect safety factors to steel structures, which vary both in terms of its structural gross weight which is reflected in the cost of the work, and otherwise You could find a shortage trend would outline the commercial Mexican steel.

Planteamiento del problema

El diseño estructural es un paso para la elaboración de una obra, el cual es un proceso creativo mediante el cual se le da forma a un sistema estructural para que cumpla una función determinada que sería soportar la construcción con un grado de seguridad razonable y que en condiciones normales de servicio tenga un comportamiento adecuado, este diseño debe de adecuarse a los códigos vigentes de construcción de donde se proponga hacer la obra y debe apegarse a los lineamientos de la teoría que respalda el método de su diseño. (Roberto Meli Piralla 2014: pag. 21)

Hablando del diseño estructural de las estructuras de acero, se puede concluir que las dos teorías, códigos o métodos de diseño más usuales serían el “*Método de los esfuerzos de trabajo o de esfuerzos permisibles o teoría elástica o ASD por sus siglas en inglés Allowable Stress Design (Diseño por esfuerzos admisibles)*” el cual se basa en que todos sus elementos mecánicos producidos en los distintos elementos por las solicitaciones de servicio o de trabajo se calculan por medio de un análisis elástico, se determinan después los esfuerzos en las distintas secciones debido a los elementos mecánicos, por métodos también basados en hipótesis elásticas, después los esfuerzos de trabajo así calculados, deben mantenerse por debajo de ciertos esfuerzos permisibles que se consideran aceptables. Y el “*Método de la resistencia o método de factores de carga y de reducción de resistencia o teoría plástica o LRFD por sus siglas en inglés Load and Resistance Factor Design (Cargas y Factores de Resistencia para el Diseño)*” el cual se basa en que todos sus elementos mecánicos se determinan por medio de un análisis elasto-plástico, las secciones se dimensionan de tal manera que su resistencia a las diversas acciones de trabajo a las que puedan estar sujetas sean igual a dichas acciones multiplicadas por factores de carga, de acuerdo con el grado de seguridad deseado o especificado, la resistencia de la sección se determina prácticamente en la falla o en su plastificación completa. (Alan Williams 2011)

Muchos autores estadounidenses y de todo el mundo han hablado de cómo al usar estos dos métodos de diseño y sus correspondientes factores de seguridad en las estructuras de acero afectan la “Confiablez estructural” y ya se tiene una idea de cuánto varían uno de otro, pero no se sabe bien con exactitud cómo afectan el uso de estos dos métodos a las

estructuras de acero en una zona que tiene una gama de perfilaría menor a la estadounidense, como por ejemplo México.

Justificación

Sabiendo que no se sabe bien con exactitud cómo afectan el uso de estos dos métodos de diseño de estructuras de acero a estas mismas en una zona que tiene una gama de perfilaría menor a la estadounidense, como por ejemplo México, es justificable hacer una investigación de “Confiabilidad estructural”, entre estos dos métodos de diseño de estructuras de acero, el “*Método de los esfuerzos de trabajo o de esfuerzos permisibles o teoría elástica o ASD por sus siglas en ingles Allowable Stress Design (Diseño por esfuerzos admisibles)*” y el “*Método de la resistencia o método de factores de carga y de reducción de resistencia o teoría plástica o LRFD por sus siglas en ingles Load and Resistance Factor Design (Cargas y Factores de Resistencia para el Diseño)*” usando solamente perfilaría mexicana comercial de acero del “IMCA” (Instituto mexicano de la construcción en acero), esto con el fin de poder observar una tendencia de variabilidad de factores de seguridad en las estructuras, o sea observar que tanto varia la confiabilidad estructural entre los dos métodos de diseño. (Instituto Mexicano de la Construcción en Acero 2014)

Objetivos

- Observar cómo afectan los factores de seguridad en el diseño de estructuras.
- Tener una idea de la variabilidad que hay entre los factores de confiabilidad estructural de los métodos ASD y LRFD.
- Observar como los factores de confiabilidad estructural afectan el presupuesto de una obra.
- Aportar en general al estado del arte de la Ingeniería.

Hipótesis

Se supondrán uno o varios modelos estructurales que representen obras reales y se someterán a varias combinaciones de carga esto con el objetivo de obtener los esfuerzos



bajo un estado de cargas de las partes que componen a dichas estructuras, para después ser diseñados o dimensionados por ambos métodos, el “*Método de los esfuerzos de trabajo o de esfuerzos permisibles o teoría elástica o ASD por sus siglas en ingles Allowable Stress Design (Diseño por esfuerzos admisibles)*” y el “*Método de la resistencia o método de factores de carga y de reducción de resistencia o teoría plástica o LRFD por sus siglas en ingles Load and Resistance Factor Design (Cargas y Factores de Resistencia para el Diseño)*” y observar si su factor de seguridad o confiabilidad son realmente diferentes.

Hipótesis nula “Factor de seguridad LRFD \approx ASD”

Alcance

La presente tesis de investigación establece una cuestión en cuanto la variabilidad proporcional de los factores de confiabilidad estructural, entre las estructuras de acero que se diseñan por el “*Método de los esfuerzos de trabajo o de esfuerzos permisibles o teoría elástica o ASD por sus siglas en ingles Allowable Stress Design (Diseño por esfuerzos admisibles)*” y el “*Método de la resistencia o método de factores de carga y de reducción de resistencia o teoría plástica o LRFD por sus siglas en ingles Load and Resistance Factor Design (Cargas y Factores de Resistencia para el Diseño)*” usando solamente perfilaría mexicana comercial de acero del “IMCA” (Instituto mexicano de la construcción en acero), por lo que al estudiarse estos dos métodos de diseño con solamente perfilaría mexicana, el alcance de esta tesis se limita al interior de los Estados Unidos Mexicanos (México), ya que solo se usara perfilaría cien por ciento mexicana y las normas que se citen en este documento son aplicables en los Estados Unidos Mexicanos (México). (Instituto Mexicano de la Construcción en Acero 2014)

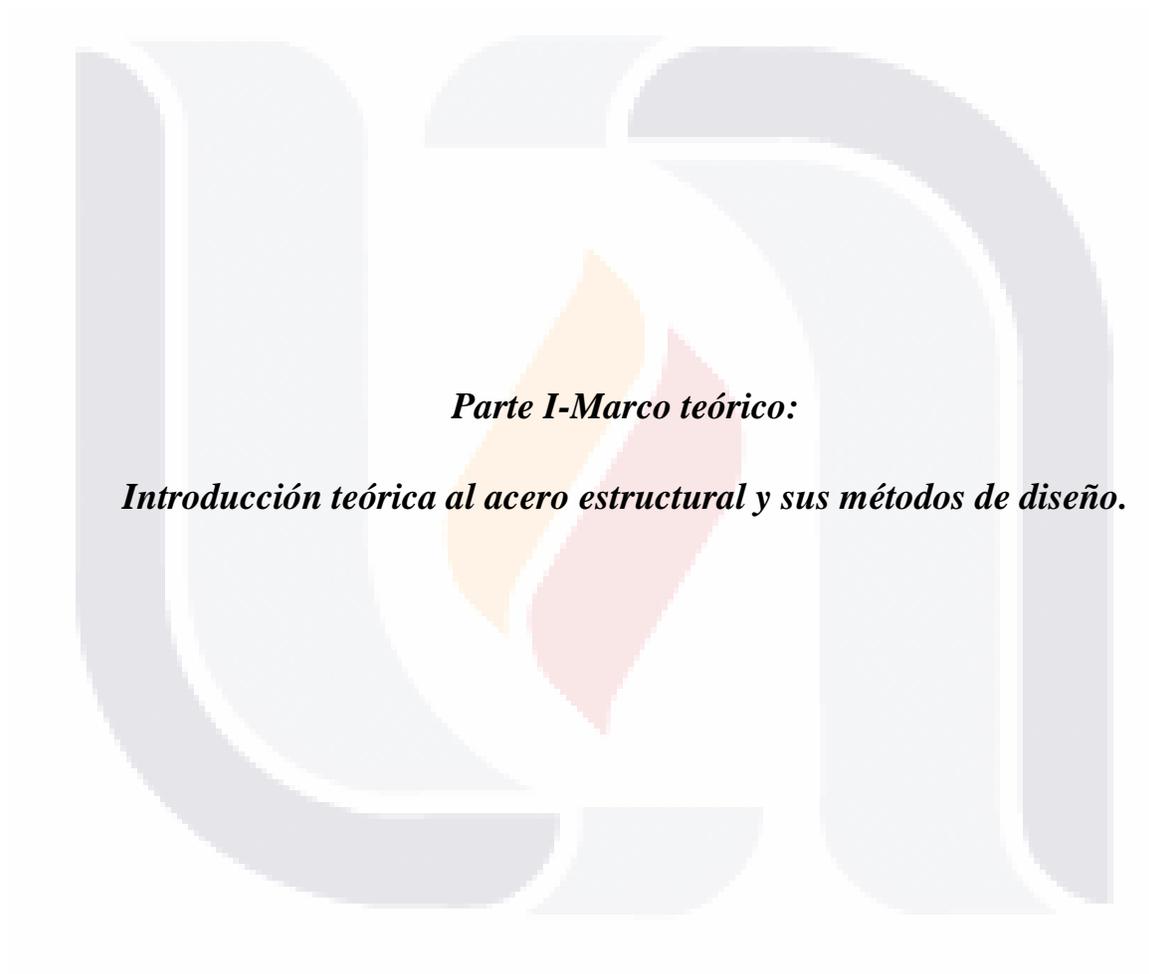
Metodología

Para poder lograr el objetivo previamente planteado se estudiará a fondo el acero estructural y la teoría que antecede estos dos métodos de diseño de estructuras de acero, y se plantearán varios tipos de estructuras, las cuales serán sometidas a distintas formas de trabajo para así poder diseñarlas por ambos métodos, al finalizar la investigación tendremos una mejor comprensión de la forma en que afectan los factores de seguridad a las



estructuras de acero, y que tanto variarían en cuanto su peso bruto estructural lo que se refleja en el costo de la obra, y de no ser así se podría encontrar una tendencia de escasez en la perfilaría mexicana comercial de acero.





Parte I-Marco teórico:

Introducción teórica al acero estructural y sus métodos de diseño.

Capítulo 1-Disposiciones generales del acero estructural

Como es usual en cualquier tesis de estructuras de acero primero se introducirá al lector a lo que compete este estudio, iniciando con una breve introducción del acero, en este capítulo se presentan las disposiciones básicas para la comprensión del acero estructural, tales como su historia de uso, sus propiedades físicas, químicas, metalúrgicas y geométricas del acero estructural, además de su caracterización, o sea los grados y tipos de aceros.

1.1.-Historia del acero

Aunque se desconoce la fecha exacta en que se descubrió la técnica para obtener acero a partir de la fusión de minerales, los primeros restos arqueológicos de utensilios de acero nos indica que fue en el año 3000 a. C. aproximadamente y fueron descubiertos cerca de Egipto, aunque algunos de los primeros aceros ya bien trabajados provienen del este de África, y datan del año 1400 a. C. aproximadamente, pero en general el hombre ha trabajado con acero desde hace muchísimo tiempo, y le ha dado una infinidad de usos, por ejemplo la cultura egipcia lo usaba principalmente como materia prima para forjar sus armas, y la cultura india fabricaba artesanías y monumentos con este, hasta hoy en día, que el acero sigue siendo uno de los principales materiales con los que cuenta el hombre.



Imagen 1: Grabado que muestra el trabajo con acero en la edad media(Acero, 2016)

El término acero sirve comúnmente para denominar, en ingeniería metalúrgica a una mezcla de Hierro con una cantidad de Carbono variable entre el 0.03 % y el 2.14 % en masa de su composición, aunque también se le puede agregar Aluminio como desoxidante, Boro que puede ayudar a aumentar la templabilidad sin reducir la maleabilidad, pues se combina con el Carbono para formar carburos proporcionando un revestimiento duro, Cobalto, Cromo, Níquel, Plomo, etc. Estos elementos se agregan en distintas cantidades para modificar sus características físico-químicas es decir que al modificar su estructura química se alteran sus características físicas como templabilidad, maleabilidad, tenacidad, capacidad de desgaste, resistencia ante esfuerzos de tensión y compresión, etc.

El acero se empezó a usar en la construcción como sustento o refuerzo en estructuras a base de mampostería y concreto, ya que no fue hasta el siglo XVIII en el auge de la revolución industrial en Europa y en los Estados Unidos de América (E.U.A.), que los constructores lo empezaron a usar como un sistema estructural, y que desde entonces ha ido evolucionando en un proceso de prueba y error, hasta el día de hoy.(Acero, 2016)



Imagen 2: Torre Eiffel ubicada en Paris, Francia, una de las primeras estructuras a base de acero.(Acero al carbono 2016)

1.2.-Propiedades del acero

Aunque es difícil establecer las propiedades físicas y mecánicas del acero debido a que estas varían con los ajustes en su composición química, se pueden citar algunas propiedades genéricas:

1. Su densidad media es de 7850 kg/m³.
2. Se puede considerar un material casi homogéneo.
3. Su punto de ebullición es de alrededor de 3000 °C.
4. Es un material muy tenaz.
5. Relativamente dúctil ante esfuerzos.
6. Es muy maleable.
7. Algunas composiciones mantienen su forma ante esfuerzos y se deforman casi linealmente al sobrepasar su límite elástico.
8. Tiene una dureza muy alta.
9. Se puede soldar con facilidad.
10. La corrosión es la mayor desventaja de los aceros ya que el hierro se oxida con suma facilidad incrementando su volumen y provocando grietas superficiales que facilitan el progreso de la oxidación hasta que se consume la pieza por completo. (Acero, 2016)

Estas mismas características las tiene el acero estructural, aunque en la Ingeniería civil nos importan más otras características, las cuales se toman en cuenta para el diseño de estructuras a base de este. El acero estructural se puede dividir principalmente en 3 subcategorías según su fabricación y uso, las cuales cada una tiene sus propias características únicas:(Acero al carbono, 2016)

1. Acero laminado en caliente: Que se utiliza para la construcción de estructuras metálicas debido a sus áreas de perfiles grandes y a su gran resistencia, se obtiene a través de la laminación de hojas acero recién roladas, en una serie de perfiles normalizados por diferentes instituciones a largo del mundo.

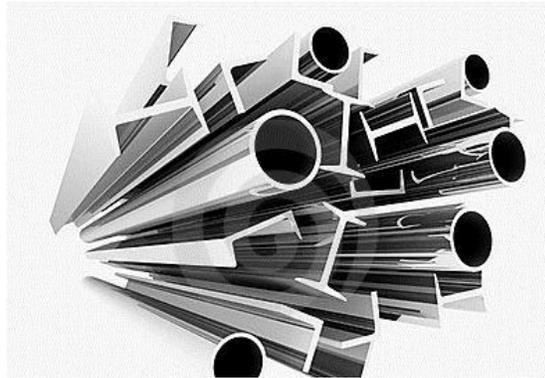


Imagen 3: Perfilaría de acero laminado en caliente.

2. *Acero laminado en frio*: Que se utiliza para la construcción de estructuras metálicas ligeras debido a que tiene un peso relativamente pequeño, puesto que sus áreas son relativamente pequeñas, y se obtiene a través de un proceso mecánico para darle la forma deseada en una serie de perfiles normalizados por diferentes instituciones a largo del mundo.

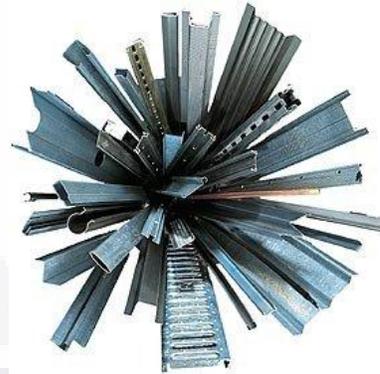


Imagen 4: Perfilaría de acero laminado en frio.

3. *Acero corrugado*: Que se utiliza para reforzar estructuras de concreto, suponiendo que este es el encargado de tomar los esfuerzos de tensión que se presenten en ellas, este acero se obtiene de un proceso de laminado en caliente, al cual se le da la forma de barra y se le dan ciertas corrugaciones para mejorar la adherencia con el concreto, a lo largo del mundo diversas instituciones normalizan sus diámetros y sus debidos usos.



Imagen 5: Acero corrugado.

1.2.2.-Propiedades en la tensión

El acero presenta una muy buena resistencia ante los esfuerzos de tensión al que puede estar sometido, debido a que en su estructura química interna, es muy difícil que se dé la separación de sus átomos, ya que como cualquier metal de transición el Hierro que contiene el acero, tiene un alto grado de dureza, lo cual hace que sea muy difícil de romper.

Además el acero al ser casi 100% homogéneo es decir que no presenta irregularidades en su composición es capaz de distribuir esfuerzos y casi nunca se encuentran concentración de ellos en un perfil.(GERDAU CORSA, 2010)

1.2.3.-Propiedades en la compresión

Al igual que los esfuerzos de tensión, el acero presenta una muy buena resistencia ante los esfuerzos de compresión al que puede estar sometido, debido a que en su estructura química interna, es muy difícil que haya un reacomodo de sus átomos, ya que como cualquier metal de transición el Hierro que contiene el acero, presenta un acomodo interno muy ordenado y al ser un material muy homogéneo es capaz de distribuir esfuerzos muy fácilmente.(GERDAU CORSA, 2010)

1.2.4.-Propiedades de dureza

En general el acero presenta una gran dureza, ya que es muy difícil de rayar, aunque la dureza de los aceros varía entre la del Hierro y la que se puede lograr mediante su aleación u otros procedimientos térmicos o químicos entre los cuales quizá el más conocido sea el

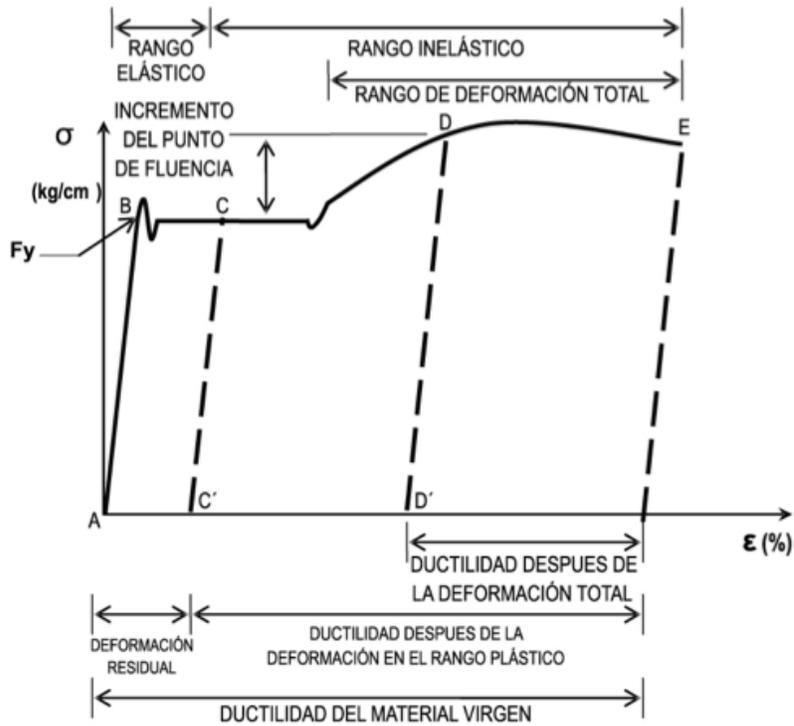
templado del acero, aplicable a aceros con alto contenido en Carbono, que permite, cuando es superficial, conservar un núcleo tenaz en la pieza que evite fracturas frágiles. (Acero, 2016)

1.3.-Propiedades mecánicas del acero estructural

Como ya se había mencionado algunas de las propiedades físicas y mecánicas del acero pueden variar debido a que estas varían con los ajustes en su composición química, sin embargo, ahora se explicaran algunas de las características mecánicas del acero estructural que son de más importancia en la ingeniería civil y en la construcción en general.(James M. Gere, 2009)

1.3.1.-Esfuerzos en tensión en el acero estructural

Aunque ya se había mencionado que el acero en general presenta una muy buena resistencia ante los esfuerzos de tensión al que puede estar sometido, debido a que en su estructura química interna, es muy difícil que se dé la separación de sus átomos, pero lo que se busca en un acero estructural es que este pueda soportar estos grandes esfuerzos de tensión con una deformación lineal, es decir que sea capaz de distribuir bien los esfuerzos en toda su área, para así poder denotar de una manera más sencilla el punto donde se inicia la deformación no lineal, es decir el “ F_y ” del acero (Denotado por el punto “B” en la gráfica 1) hasta su punto de ruptura “ F_u ”(Denotado por el punto “E” de la gráfica 1) que en general todas las teorías de diseño toman estos dos valores como base para diseñar estructuras de acero. (GERDAU CORSA, 2010)



Grafica 1: Grafica esfuerzo-deformación unitaria (σ - ϵ) del acero en tensión.(GERDAU CORSA 2010a)

1.3.2.-Esfuerzos en compresión en el acero estructural

Como ya se había mencionado el acero en general presenta una muy buena resistencia ante los esfuerzos de compresión al que puede estar sometido, debido a que en su estructura química interna, es muy difícil que haya un reacomodo de sus átomos, pero lo que se busca en un acero estructural es que este al ser sometido sea capaz de distribuir los esfuerzos de compresión en toda su área y tenga un acortamiento relativamente pequeño, ó sea que no se dé un alargamiento muy grande en la dirección perpendicular al que está siendo sometido bajo esfuerzos de compresión, en otras palabras se busca que el acero estructural tenga un coeficiente de Poisson relativamente pequeño, para que no se dé, de manera significativa el pandeo en piezas largas o con radio de giro pequeño que podrían llevar a la falla la estructura.(Coeficiente de Poisson, 2016)

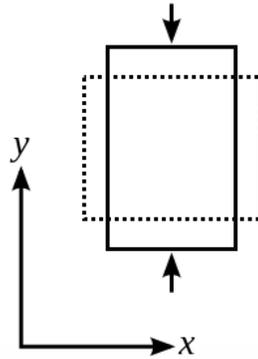


Imagen 6: Ensanchamiento por el efecto Poisson del plano longitudinal medio de un prisma comprimido a lo largo de su eje, el grado de ensanchamiento depende del coeficiente de Poisson, en este caso se ha usado aproximadamente $\nu \approx 0.50$.

1.3.3.-Dureza del acero estructural

Anteriormente se había mencionado que el acero en general presenta una gran dureza, y esta varía entre la del Hierro y la que se puede lograr mediante su aleación u otros procedimientos térmicos o químicos entre los cuales quizá el más conocido sea el templeado del acero, aplicable a aceros con alto contenido en Carbono, que permite, cuando es superficial, conservar un núcleo tenaz en la pieza que evite fracturas frágiles, para evitar esto también existen aceros que contienen cantidades significativas de Cromo, Molibdeno, Vanadio y Wolframio para aumentar la dureza.(Acero, 2016)(Acero al carbono, 2016)

Ya que es bien conocido que las piezas gruesas de acero tiendan a ser más frágiles que las delgadas, algunas de estas razones de que pase esto es que los núcleos de los perfiles gruesos están sometidos a un menor laminado, poseen mayor contenido de carbono cristalizado en su interior, y tienen un enfriamiento interno disparejo al resto de la pieza, de ahí la razón que los perfiles de acero estén hechos a base de láminas delgadas, tratando de incrementar la inercia en los sentidos que se requieran, en vez de ser prismas sólidos como las estructuras de concreto, aunque cabe mencionar que siempre se tiene que tener cuidado con la zona “k” de los perfiles, puesto que en ella siempre hay presencia de esfuerzos residuales debido a su geometría y fabricación como se explicara más adelante.

1.4.-Propiedades metalúrgicas del acero estructural

En ingeniería metalúrgica se le conoce como acero a una mezcla de Hierro con una cantidad de Carbono variable entre el 0.03 % y el 2.14 % en masa de su composición, esta mezcla se realiza mediante el mismo proceso que hace siglos, calentando estas dos materias primas hasta unos 3000 °C, para obtener un mezcla homogénea la cual después tomara forma de placas, sin embargo a lo largo del tiempo se le han ido agregando nuevos componentes a la mezcla en un proceso de prueba y error, esto con el fin de obtener un material más resistente.(Acero, 2016)(Acero al carbono, 2016)(GERDAU CORSA, 2010)

Si bien el proceso de preparación del material no ha cambiado casi nada en los últimos siglos, el proceso de laminación si, ya que antes los perfiles de acero se hacían en un proceso largo en el que se vertía el acero fundido en moldes para formar placas de aproximadamente 10 toneladas, y mediante un proceso muy largo de corte, enfriamiento y recalentamiento se obtenían los perfiles estructurales que hoy conocemos, pero ahora con las nuevas máquinas de producción, los perfiles se realizan en un proceso de colada continua, es decir, un proceso en el que el material no se tiene que volver a calentar para darle forma, esto trajo como beneficio que los perfiles estructurales sean más homogéneos, y que se eliminen esfuerzos residuales a los que pudieran estar sometidos en procesos anteriores. (Acero, 2016)(Acero al carbono, 2016)(GERDAU CORSA, 2010)

1.5.-Propiedades de la química del acero estructural

En la química de materiales se estudia el cómo interactúa la mezcla de Hierro y Carbono que conocemos como acero con otros minerales como el Aluminio que sirve como desoxidante, el Azufre que es una impureza y que afecta a la soldabilidad del acero y su ductilidad.

Al jugar con las cantidades presentes de algunos minerales en el acero los Ingenieros metalúrgicos pueden cambiar las características físico-químicas de este, como la templabilidad, maleabilidad, tenacidad, capacidad de desgaste, resistencia ante esfuerzos de tensión y compresión, etc. Cabe mencionar que a lo largo del mundo existen diversas

instituciones que ya han normalizado varias de estas mezclas en diversos tipos de aceros estructurales.(GERDAU CORSA, 2010)

1.5.1.-Tipos de acero estructural

Los principales tipos de acero estructural se clasifican según su composición química y características de procesamiento, y se presentan a continuación:(GERDAU CORSA, 2010)

1. *Aceros al Carbono o aceros al Carbono-Manganeso*: Como su nombre lo indica son aceros que tienen cantidades relativamente altas para un acero de Carbono y Manganeso, estos aceros son conocidos principalmente como aceros A36, con un límite de fluencia “Fy” de 36,000 libras por pulgada cuadrada (Ksi), o aproximadamente 2530 kilogramos por centímetro cuadrado (Kg/cm²). (GERDAU CORSA, 2010)(Luis Andrade de Matto Dias, 2006)

2. *Aceros de alta resistencia, baja aleación (HSLA)*: Este acero ya esta sustituyendo al acero A36, es un acero con un bajo contenido de Carbono y con la adición de ciertos elementos en su aleación, que da como resultado un acero con una soldabilidad muy buena y una alta resistencia a la corrosión. Algunos de estos aceros son denominados de acuerdo con su norma ASTM A992, A572 y A598, cuyo límite de fluencia “Fy” es de 50,000 libras por pulgada cuadrada (Ksi), o aproximadamente 3515 kilogramos por centímetro cuadrado (Kg/cm²). (GERDAU CORSA, 2010)(Luis Andrade de Matto Dias, 2006)

3. *Aceros de alta resistencia, apagados y templados (QT)*: Este acero casi no se produce, solamente bajo pedido, esta solamente disponible en placas, su alta resistencia se obtiene con un bajo contenido de Carbono y una secuencia de enfriamiento es decir revenimiento esto deja al material con una estructura muy dura con grano fino. Este acero alcanza un límite de fluencia “Fy” de al menos 90,000 libras por pulgada cuadrada (Ksi), o aproximadamente 6328 kilogramos por centímetro cuadrado (Kg/cm²). (GERDAU CORSA, 2010)(Luis Andrade de Matto Dias, 2006)

4. *Aceros de alta resistencia, apagados y auto templados (QST)*: Al igual que el acero anterior, la producción de este acero es limitada, su alta resistencia se obtiene a través de un enfriamiento selectivo de determinadas regiones de un perfil, pero además el calor que se



almacena en el material del procedimiento de rolado es utilizado para darle el efecto de templado, he de ahí su nombre de auto templado, por ultimo su principal característica además de su alta resistencia es que tiene una soldabilidad muy buena. (GERDAU CORSA, 2010)(Luis Andrade de Matto Dias, 2006)

1.5.2.-Elementos químicos que componen el acero estructural

Obviamente en el acero estructural se encuentran pequeñas porciones de otros minerales aparte del Hierro y el Carbono, algunos de estos elementos son impurezas, y otros son agregados para mejorar sus características físico-químicas como templabilidad, maleabilidad, tenacidad, capacidad de desgaste, resistencia ante esfuerzos de tensión y compresión, etc. Algunos de estos elementos y sus efectos se describen a continuación: (GERDAU CORSA, 2010)(Luis Andrade de Matto Dias, 2006)

1. *Aluminio*: Que se le agrega al acero en pequeñas cantidades y se utiliza como desoxidante.
2. *Azufre*: Se encuentra en el acero como impureza, es extremadamente dañino para el acero, ya que reduce su ductilidad y su soldabilidad.
3. *Boro*: Que puede ayudar a aumentar la templabilidad sin reducir la maleabilidad del acero.
4. *Cobre*: Que sirve para aumentar su resistencia a la corrosión, se le agrega hasta en un 0.35% de masa en la composición del acero.
5. *Cromo*: Que aumenta su resistencia a la corrosión, pero reduce su soldabilidad.
6. *Fosforo*: Que aumenta su resistencia a la tensión y a la compresión, ya que sirve como estabilizador molecular entre el hierro y el cobre, pero reduce su soldabilidad y su ductilidad.
7. *Manganeso*: Se encuentra en todos los aceros, ya que aumenta su resistencia sin reducir tanto su soldabilidad y su ductilidad a diferencia del Cromo y del Fosforo.

8. *Molibdeno*: Es un elemento muy bueno para el acero, ya que ayuda a aumentar su resistencia a la corrosión, su soldabilidad y su comportamiento ante altas temperaturas.

9. *Titanio*: Aumenta su resistencia a la corrosión, su soldabilidad y su comportamiento ante altas temperaturas, también se utiliza como alentador a la corrosión.

10. *Vanadio*: Que puede aumentar su resistencia sin perjudicar la soldabilidad y la ductilidad.

1.6.- Acciones sobre el acero estructural

Ya habiendo visto los componentes del acero y como estos pueden afectar su resistencia, ahora se listaran los efectos externos al material que pueden afectar su resistencia.

1.6.1.-Soldabilidad del acero estructural

Todos los aceros estructurales son soldables, sin embargo eso no garantiza que las conexiones con soldadura no fallen, puesto que el proceso de soldadura debe efectuarse por un experto en el tema y con el material y equipo necesario para efectuar la soldadura, ya que de lo contrario una mala soldadura o el uso incorrecto de esta puede ocasionar que no se de la fusión entre el metal base con el metal del electrodo, sino que también la concentración excesiva de calor en una zona del perfil de acero a soldarse puede ocasionar grietas o imperfecciones en la estructura interna del mismo, que podrían llevar al colapso la conexión. Este tema no se tocara más en esta tesis puesto que ya existe una asociación que estudia y dicta las normas que rigen el proceso de soldadura, esta es la Sociedad Americana de Soldadura (*American welding society o AWS por sus siglas en ingles*). (GERDAU CORSA, 2010)(Luis Andrade de Matto Dias, 2006)

1.6.2.-Geometrias de los perfiles de acero estructural

La geometría de los productos de acero y el proceso al cual han sido sometidos influyen hasta cierto punto en las características de resistencia del perfil, ya que un proceso largo de laminado ayuda a que el enfriamiento de la pieza sea más uniforme lo que reduce los esfuerzos residuales que se encuentran en la pieza y un proceso corto aumenta estos mismos esfuerzos, pero además la misma geometría del perfil puede generar estos



esfuerzos, como por ejemplo algunas zonas dentro de la sección transversal del perfil pueden presentar baja tenacidad como el núcleo de una placa o en su caso la región de filete o de alma de alguna sección que a veces es conocida como “zona k” también puede presentar baja tenacidad debido a estos esfuerzos residuales. (GERDAU CORSA, 2010)(Luis Andrade de Matto Dias, 2006)

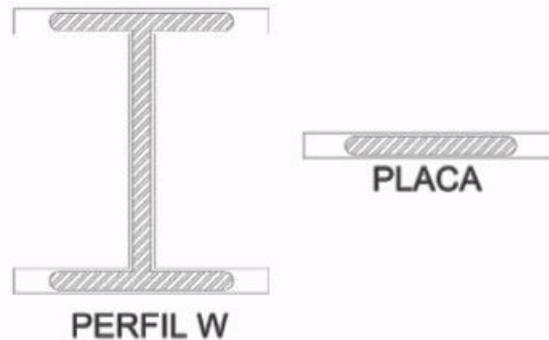


Imagen 7: Zonas donde se pueden dar la baja tenacidad del acero debido a la propia geometría del perfil y a su proceso de fabricación.

1.6.3.-Efectos de laminado en caliente en el acero estructural

El proceso de laminación de los perfiles influyen hasta cierto punto en la características de resistencia del mismo, puesto que un proceso largo de laminado ayuda a que el enfriamiento de la pieza sea más uniforme lo que reduce los esfuerzos residuales que se encuentran en la pieza, y un proceso corto aumenta estos mismos esfuerzos.

Esto se explica debido a que el calor que se almacena en el material antes de rolarse tiende a disiparse primero en las zonas expuestas al medio ambiente y estas tienden a reducir su tamaño, mientras que las zonas en el interior del perfil todavía están dilatadas por el calor, por consiguiente se van generando esfuerzos residuales de corte y de tensión entre estas dos zonas hasta que la pieza se ha enfriado por completo, cabe mencionar que estos esfuerzos también se pueden generar mediante procesos de soldadura y de oxicorte. (GERDAU CORSA, 2010)(Luis Andrade de Matto Dias, 2006)

1.6.4.-Efectos del calor concentrado en acero estructural

Los efectos del calor concentrado producidos por soldadura y corte de soplete casi siempre afectan de manera significativa a perfiles pequeños y placas delgadas, ya que el calor concentrado afecta hasta el núcleo de las placas que los componen, pero para perfiles medianos y grandes estos efectos pueden ser despreciados ya que solo merman la parte exterior del perfil y no merman su resistencia. (GERDAU CORSA, 2010)(Luis Andrade de Matto Dias, 2006)

1.6.5.-Efectos del laminado en frio en el acero estructural

Como ya se había comentado el laminado de cualquier tipo afecta a la estructura interna de todo el acero, esto incluye al laminado en frio puesto que es un proceso mecánico que se hace casi a temperatura ambiente en el cual se logra una curvatura permanente en la geometría del elemento estructural ocasionándole una deformación plástica la cual genera tensiones residuales en el elemento, por lo que se recomienda evitar estas zonas al momento de atornillar y soldar este tipo de perfiles. (GERDAU CORSA, 2010)(Luis Andrade de Matto Dias, 2006)

1.7.-Grados y tipos de acero estructurales en el IMCA

Anteriormente se había mencionado que a lo largo del mundo existen diversas instituciones que ya han normalizado varias mezclas metalúrgicas en diversos tipos de aceros estructurales, los principales aceros y usos con los que se trabaja aquí en México se listan a continuación en base a lo norma que los respalda: (GERDAU CORSA, 2010)(Luis Andrade de Matto Dias, 2006)(Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, 2014)

1. *ASTM A36*: Casi todos los tamaños y tipos de perfiles y de placas existen en acero A36 a excepción de perfiles tipo “IR”, “W” y “H”, es de grado 36 ó sea 36,000 libras por pulgada cuadrada (Ksi), o aproximadamente 2530 kilogramos por centímetro cuadrado (Kg/cm²).

2. *ASTM A529*: Casi todos las barras, y perfiles como ángulos y canales pequeños existen en este tipo de acero, además de un cierto número de placas algunas con grado 50 y 70 ó

sea de 50,000 y 70,000 libras por pulgada cuadrada (Ksi), o aproximadamente 3515 y 4920 respectivamente kilogramos por centímetro cuadrado (Kg/cm²).

3. *ASTM A572*: Es el acero más usado en el mercado americano, se usa en todo tipo de perfilaría, y casi todo el acero es grado 50 ó sea 50,000 libras por pulgada cuadrada (Ksi), o aproximadamente 3515 kilogramos por centímetro cuadrado (Kg/cm²).

4. *ASTM A588*: Es un acero hecho para la intemperie, ya que resiste mucho la corrosión, lo malo es que este acero actualmente en México es difícil de encontrar, casi siempre se obtiene solo bajo pedido, está disponible en grado 50 ó sea 50,000 libras por pulgada cuadrada (Ksi), o aproximadamente 3515 kilogramos por centímetro cuadrado (Kg/cm²).

5. *ASTM A592*: Es un acero de grado 50 utilizado principalmente para la elaboración de perfiles W, pero con un límite de ruptura F_u más grande, aproximadamente de 65,000 libras por pulgada cuadrada (Ksi), o aproximadamente 4570 kilogramos por centímetro cuadrado (Kg/cm²).

6. *ASTM A53*: Se utiliza en perfilaría hueca principalmente tubos circulares, y existe en diversos grados y especificaciones de soldabilidad.

7. *ASTM A500*: Se utiliza en perfilaría hueca principalmente cuadrados y rectangulares, está disponible en varios grados principalmente 46 y 58 ó sea 46,000 y 58,000 libras por pulgada cuadrada (Ksi), o aproximadamente 3250 y 4100 respectivamente kilogramos por centímetro cuadrado (Kg/cm²).

8. *ASTM A501*: Es muy parecido al acero A36, pero con algunas ligeras diferencias, se utiliza para la elaboración de secciones circulares macizas y huecas.

1.8.-Otros tipos de acero estructural

En si casi todos los otros tipos de aceros estructurales provienen de otro lado del mundo, es decir los aceros antes mencionados se producen principalmente en América del norte, y son exportados al resto de América latina, pero se puede dar el caso que se llegue a trabajar con aceros de normas Australianas o Europeas, si fuera el caso el diseñador estructural es el encargado de tomar en cuenta las posibles variaciones existentes entre un acero y otro.



1.9.-Diferentes usos del acero estructural

Habiendo ya conocido la historia y las características del acero nos damos cuenta de que es un material muy antiguo con el que el hombre ha trabajado desde hace mucho tiempo, y es excelente para la construcción, ya que este presenta un muy buen comportamiento mecánico, por lo que se puede deducir que casi cualquier obra se puede construir a base de este material puesto que sus usos en la construcción son ilimitados, y se puede usar como viga, columna, tirante e incluso en la cimentación. (GERDAU CORSA, 2010)(Sriramulu Vinnakota, 2007)



Capítulo 2-Diseño de estructuras de acero

Habiendo conocido ya el acero estructural y sus principales características, ahora se puede introducir al lector a lo que conlleva el diseño estructural del acero, en este capítulo se presentan los aspectos básicos de ingeniería que se deben de tener en cuenta al diseñar cualquier tipo de estructura con acero.

2.1.-Pasos para la ejecución de una obra.

Pero en primer lugar ¿Que es el diseño estructural?, Para contestar esta pregunta primero plantaremos los pasos que se siguen para la ejecución de una construcción. Para cualquier obra o construcción del tipo que sea los pasos para su elaboración son los siguientes: (Roberto Meli Piralla, 2014)

2.1.1.-Planificación

Este es el primer paso para la elaboración de una obra, consiste en tener todos los aspectos que anteceden a dicha obra, además de enlistar lo necesario para su correcta ejecución, este paso también se le llama como creativo ya que de la imaginación del arquitecto y del futuro propietario de la obra es de donde se materializa en papel el cómo quieren que se vea la obra ya terminada. Además que desde este paso se tiene que tener en cuenta lo siguiente: (Roberto Meli Piralla, 2014)

- 1. Justificación:* El porqué de la obra o cuales son las necesidades que tiene que satisfacer esta obra, por ejemplo si va a ser una casa habitación la justificación seria el tener donde vivir una familia.
- 2. Ubicación:* Buscar un lugar con suelo capaz de soportar la edificación, sino que también en base a lineamientos legales el tipo de uso de suelo permita construir el tipo de obra deseada.
- 3. Características:* Es decir que el proyecto satisfaga las necesidades arquitectónicas exigidas por el propietario.

4. *Presupuesto*: Cuanto es el monto monetario con el que se cuenta para la elaboración de la obra.

5. *Permisos*: Cuales son los permisos necesarios para la elaboración de la obra.

2.1.2.-Estructuración

Este es el segundo paso para la elaboración de una obra y en si esto es el diseño estructural, el cual es un proceso creativo mediante el cual se le da forma a un sistema estructural para que cumpla una función determinada que sería soportar la construcción con un grado de seguridad razonable y que en condiciones normales de servicio tenga un comportamiento adecuado. Este paso es mucho más complejo que el anterior y normalmente el ingeniero especialista en estructuras es el encargado de hacerlo, pero se explicara más adelante de una manera más compleja. (Roberto Meli Piralla, 2014)

2.1.3.-Ejecución

Este es el último paso para la elaboración de una obra, es un proceso mecánico, consiste en recopilar toda la información obtenida, y materializar la obra es decir construirla, normalmente cualquier ingeniero o arquitecto puede supervisar este paso, a menos de que sea una obra que exija supervisión de especialistas. (Roberto Meli Piralla, 2014)

2.2.-El diseño estructural

Anteriormente ya se había explicado que el diseño estructural es el segundo paso para la elaboración de una obra, el cual es un proceso creativo mediante el cual se le da forma a un sistema estructural para que cumpla una función determinada que sería soportar la construcción con un grado de seguridad razonable y que en condiciones normales de servicio tenga un comportamiento adecuado. Cabe mencionar que además es importante considerar ciertas limitaciones globales en cuanto al costo y tiempo de ejecución así como de satisfacer determinadas exigencias estéticas. Entonces, la solución al problema de diseño estructural no puede obtenerse mediante un proceso matemático rígido, donde se aplique rutinariamente un determinado conjunto de reglas y formulas, sino que también se le puede considerar un proceso que tiene a su vez sus propias etapas a seguir y que cada proyecto es

único, y en general para cualquier obra las etapas para el diseño estructural se describen a continuación: (Roberto Meli Piralla, 2014)

2.2.1.-Pasos del diseño estructural

1. *Etapa de estructuración:* Es probablemente la etapa más importante del diseño estructural puesto que la optimización del resultado final del diseño depende de gran medida del acierto que se haya obtenido en adoptar la estructura esquelética más adecuada para una construcción específica. En esta etapa de estructuración se seleccionan los materiales que van a constituir la estructura, se define el sistema estructural principal y el arreglo y dimensiones preliminares de los elementos estructurales más comunes, el objetivo debe ser el de adoptar la solución óptima dentro de un conjunto de posibles opciones de estructuración. (Roberto Meli Piralla, 2014, pag. 22)

2. *Etapa de estimación de las solicitaciones o acciones:* En esta segunda etapa del proyecto, se identifican las acciones que se consideran que van a incidir o que tienen posibilidad de actuar sobre el sistema estructural durante su vida útil. Entre estas acciones se encuentra, por ejemplo, las acciones permanentes como la carga muerta, acciones variables como la carga viva, acciones accidentales como el viento y el sismo, una vez que se sabe que en el diseño se tienen que considerar todas estas acciones es más fácil seleccionar en base a la experiencia la estructuración más adecuada para absorber dichas acciones. (Roberto Meli Piralla, 2014, pag. 22)

3. *Etapa de análisis estructural:* Esta tercera etapa es el procedimiento que lleva la determinación de la respuesta del sistema estructural ante la solicitación de las acciones externas que puedan incidir sobre dicho sistema. La respuesta de una estructura o de un elemento es su comportamiento bajo una acción determinada, está en función de sus propias características y puede expresarse en función de deformaciones, agrietamiento, vibraciones, esfuerzos, reacciones, etc. para obtener dicha respuesta requerimos hacer los siguientes dos pasos: (Roberto Meli Piralla, 2014, pag. 22)

1. *Idealización de la estructura:* Seleccionar un modelo teórico y analítico factible de ser analizado con los procedimientos de cálculo disponible, la selección del



modelo analítico de la estructura debe tener las siguientes partes:

1. *Modelo geométrico:* Esquema que representa las principales características geométricas de la estructura.

2. *Modelo de las condiciones de continuidad en las fronteras:* Debe establecerse como cada elemento está conectado a sus adyacentes y cuáles son las condiciones de apoyo.

3. *Modelo del comportamiento de los materiales:* Debe suponerse una relación acción-respuesta o esfuerzo-deformación del material que compone la estructura.

4. *Modelo de las acciones impuestas:* Las acciones que afectan la estructura para una condición dada de funcionamiento se representan por fuerzas o deformaciones impuestas.

2. *Determinar las acciones de diseño:* En muchas situaciones las cargas y otras acciones que introducen esfuerzos en la estructura están definidos por los reglamentos de las construcciones y es obligación del proyectista sujetarse a ellos. Cabe mencionar que para determinar la respuesta de las acciones de diseño en el modelo de la estructura es necesario obtener los elementos mecánicos y los desplazamientos en el sistema estructural. (Roberto Meli Piralla, 2014, pag. 23)

4. *Etapa de dimensionamiento:* En esta última etapa que define a detalle las dimensiones reales de las partes esqueléticas que componen la estructura y se revisan a manera muy detallada que cumplan con los requisitos de seguridad adoptados por los códigos o reglamentos vigentes de la región en donde se esté trabajando. (Roberto Meli Piralla, 2014, pag. 24)

2.2.2.-Metodos de diseño estructural

El diseño por medio de modelos tridimensionales se recomienda en el diseño de elementos estructurales que tengan una forma muy compleja, y que no son fáciles de analizar por

medio de los modelos matemáticos usuales; Para esto las teorías de diseño más importantes se explicarán a continuación:

1. Método de los esfuerzos de trabajo o de esfuerzos permisibles o teoría elástica o ASD por sus siglas en ingles Allowable Stress Design (Diseño por esfuerzos admisibles)

En esta teoría los elementos mecánicos producidos en los distintos elementos por las solicitaciones de servicio o de trabajo se calculan por medio de un análisis elástico, se determinan después los esfuerzos en las distintas secciones debido a los elementos mecánicos, por métodos también basados en hipótesis elásticas, después los esfuerzos de trabajo así calculados, deben mantenerse por debajo de ciertos esfuerzos permisibles que se consideran aceptables, el método es razonable en estructuras de materiales con un comportamiento esencialmente elástico. (Roberto Meli Piralla, 2014)

2. Método de la resistencia o método de factores de carga y de reducción de resistencia o teoría plástica o LRFD por sus siglas en ingles Load and Resistance Factor Design (Cargas y Factores de Resistencia para el Diseño)

Los elementos mecánicos se determinan por medio de un análisis elasto-plástico, las secciones se dimensionan de tal manera que su resistencia a las diversas acciones de trabajo a las que puedan estar sujetas sean igual a dichas acciones multiplicadas por factores de carga, de acuerdo con el grado de seguridad deseado o especificado, la resistencia de la sección se determina prácticamente en la falla o en su plastificación completa. (Roberto Meli Piralla, 2014)

3. Métodos basados en el análisis al límite

En este criterio se determinan los elementos mecánicos correspondientes a la resistencia de colapso de la estructura. (Formación de suficientes articulaciones plásticas para llegar a la falla total de la estructura). Como quien dice se hace un análisis estructural plástico de todas las partes que componen la estructura. (Roberto Meli Piralla, 2014)

4. Métodos probabilísticos



Las solicitaciones que actúan sobre las estructuras, así como las resistencias de estas son cantidades en realidad son de naturaleza aleatoria, y que no pueden calcularse por métodos determinísticos como se supone en los criterios de diseño anteriores, esto nos conduce a pensar en métodos basados en la teoría de las probabilidades. Las principales limitaciones que se tienen en la actualidad son que no se tiene suficiente información sobre las variaciones tanto de las solicitaciones que deben de considerarse como la resistencia de los materiales y de las estructuras construidas con ellos. (Roberto Meli Piralla, 2014)

Como ya se había mencionado en este estudio se compararan los dos primeros métodos de diseño estructural, ya que se consideran como los 2 métodos más usados para el diseño de estructuras, debido a su simpleza y al ya estar muy bien reglamentados.

2.2.3.-Acciones y sus efectos sobre sistemas estructurales

Atendiendo los conceptos de seguridad estructural y de los criterios de diseño, la clasificación más racional de las acciones sería en base a la variación de su intensidad respecto al tiempo, entonces, se clasifican así en los siguientes tipos de acciones:

1. *Acciones permanentes*: Son las que actúan en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad puede considerarse que no varía con el tiempo, a este grupo pertenecen acciones como cargas muertas debidas al propio peso de la estructura y al de los elementos no estructurales de la construcción, empujes estáticos de líquidos y tierras, deformaciones y desplazamientos debidos al esfuerzo de elementos pre-esforzados y a movimientos diferenciales permanentes en los apoyos, contracciones por fraguado del concreto, flujo plástico del concreto, etc. (Roberto Meli Piralla, 2014)

2. *Acciones variables*: Son aquellas que inciden sobre la estructura con una intensidad variable con el tiempo, pero que alcanzan valores importantes durante lapsos grandes, a este grupo pertenecen acciones como cargas vivas, o sea aquellas que se deben al funcionamiento propio de la construcción y que no tienen carácter permanente, como su uso común, cambios de temperaturas, cambios volumétricos, etc. (Roberto Meli Piralla, 2014)

3. *Acciones accidentales*: Son aquellas que no se deben al funcionamiento normal de la construcción y que pueden tomar valores significativos solo durante algunos minutos o segundos, a lo más horas en toda la vida útil de la estructura, a este grupo pertenecen acciones como sismos, vientos, oleajes, explosiones, etc. Para evaluar el efecto de las acciones sobre la estructura requerimos modelar dichas acciones como fuerzas concentradas, lineales o uniformemente distribuidas o si la acción es de carácter dinámico podemos proponer un sistema de fuerzas equivalentes o una excitación propiamente dinámica. (Roberto Meli Piralla, 2014)

2.2.4.-Conceptos fundamentales del diseño estructural

Entendiendo ahora que la principal función de un sistema estructural es la de absorber las acciones o sollicitaciones que se derivan del funcionamiento de la construcción, debemos entender también algunos conceptos básicos que nos ayudarán en la comprensión de las estructuras.

1. *Estructura*: conjunto de sólidos resistentes vinculados entre sí, diseñada para resistir combinaciones de fuerzas con un fin determinado. (Estructura, 2016)

2. *Acciones*: Son todos los agentes externos que inducen en la estructura fuerzas internas, esfuerzos y deformaciones. (Roberto Meli Piralla, 2014)

3. *Respuestas*: Se representa por un conjunto de parámetros físicos que describen el comportamiento de la estructura ante las acciones que le son aplicadas. (Ingeniería estructural, 2016)

4. *Estado límite*: Es cualquier etapa en el comportamiento de la estructura a partir de la cual su respuesta se considera inaceptable. (Roberto Meli Piralla, 2014)

5. *Estado límite de falla*: Etapa que se relaciona con la seguridad y corresponde a situaciones en que la estructura sufre una falla total o parcial o que presenta daños que afectan su capacidad para resistir nuevas acciones. (Roberto Meli Piralla, 2014)



6. *Estado límite de servicio*: Son los que se asocian con la afectación del correcto funcionamiento de la construcción y comprenden deflexiones, agrietamientos y vibraciones excesivas. (Roberto Meli Piralla, 2014)

7. *Resistencia*: Es la intensidad de una acción hipotética que conduce a la estructura o alguna sección a un estado límite de falla, por ejemplo, la resistencia a flexión será el momento máximo que es capaz de resistir la sección. (Roberto Meli Piralla, 2014)(Esfuerzo interno, 2016)

2.3.- ¿Cómo y cuándo construir en acero?

La pregunta “¿Cómo y cuándo construir en acero?” es frecuentemente repetida y las respuestas están casi siempre apoyadas en una extensa lista de ventajas del uso de las estructuras de acero, pero el resultado digamos por ejemplo que sea el uso de una estructura más económica de acero a base de marcos sin rigidizar, no garantiza que la decisión haya sido la más adecuada, ya que el tipo de estructura depende únicamente de sus características únicas como su arquitectura, el uso que se le va a dar, su vida útil, lugar donde se pretende construir, etc. Por lo tanto, la pregunta que debe ser hecha por los profesionales, constructores o inversionistas preocupados por el mejor resultado de la obra se debe plantear para cada obra única que van a construir y tomar muchísimo en cuenta las experiencias pasadas en la construcción con acero ya que cada obra es única en comparación a cualquier otra, y debe de estudiarse a manera de detalle para dar la respuesta óptima. (GERDAU CORSA, 2010)(Jack C. McCormac, 2012)

2.3.1.- ¿Qué tipo de sistema estructural es el adecuado?

La elección del sistema estructural no debe ser una competencia entre los diferentes tipos de estructuras, sino una decisión basada en las características de cada sistema como ya se había planteado anteriormente, por lo tanto la determinación de un sistema estructural, debe de pasar por un análisis del mayor número posible de aspectos representativos de la obra, priorizando las características obligatorias a cumplir, para así elegir el mejor tipo de sistema estructural para la obra.(GERDAU CORSA, 2010)

2.3.2.-Efectos del acero estructural en la cimentación

Habiendo ya planteado lo básico de cómo elegir el mejor tipo de sistema estructural a base de acero, y como diseñar este tipo de estructuras, es importante recordar que como estructuristas debemos de tomar en cuenta que la estructura superficial no es la única que conforma una obra sino que también existe una sub-estructura que se denomina cimentación, la cual comienza a nivel del suelo para abajo y es la encargada de transmitir las cargas al suelo de una manera segura es decir sin comprometer al resto de la obra. (GERDAU CORSA, 2010)(Luis Andrade de Matto Dias, 2006)

Pero “¿Cómo afectan las estructuras de acero en la cimentación?” Bueno considerando que la reducción de las cargas debido al menor peso de las estructuras de acero sobre los cimientos de una pequeña obra, en un suelo muy fuerte, puede ser casi imperceptible se podría concluir que las estructuras de acero no afectan al dimensionamiento de las cimentaciones, por otra parte, la reducción de estas mismas cargas en una gran estructura, en un suelo débil, puede sencillamente ayudar a reducir el dimensionamiento de la cimentación, en conclusión se puede decir que los efectos de la estructura de acero en la cimentación también dependen del tipo de obra y principalmente del suelo, pero en general ayudan a reducir las dimensiones necesarias de las cimentaciones. (GERDAU CORSA, 2010)(Luis Andrade de Matto Dias, 2006)

Ya que las estructuras de acero pesan entre 6 y 10 veces menos que otros sistemas constructivos, pero también teniendo en cuenta que hay una proporción considerable de peso del edificio que no corresponde a la estructura, las reducciones de las cargas verticales son del orden del 20%, y esa diferencia puede representar, por ejemplo la reducción de las dimensiones de las cimentaciones en un 20%, lo cual se refleja directamente en el costo de la obra. Por lo tanto y como última conclusión en este tema de cimentaciones se puede decir que al usar sistemas estructurales de acero se puede reducir el costo de las cimentaciones, este tema de subestructura no se volverá a tratar ya que este tema de tesis trata de la comparación entre dos métodos de diseño de estructuras superficiales de acero,

para la parte superior de una estructura. (GERDAU CORSA, 2010)(Luis Andrade de Matto Dias, 2006)

2.4.-Métodos de diseño de acero estructural

Hablando del diseño estructural de las estructuras de acero, se podría concluir que las dos teorías, códigos o métodos de diseño más usuales serían el “Método de los esfuerzos de trabajo o de esfuerzos permisibles o teoría elástica o ASD por sus siglas en inglés Allowable Stress Design (Diseño por esfuerzos admisibles)” y el “Método de la resistencia o método de factores de carga y de reducción de resistencia o teoría plástica o LRFD por sus siglas en inglés Load and Resistance Factor Design (Cargas y Factores de Resistencia para el Diseño)” ya que se tienen normas concretas y factores de seguridad específicos y establecidos y respaldados por muchísimos estudios a lo largo del mundo, cabe mencionar que muchos autores estadounidenses y de todo el mundo han hablado de cómo al usar estos dos métodos de diseño y sus correspondientes factores de seguridad en las estructuras de acero afectan la “Confiablez estructural” y ya se tiene una idea de cuánto varían uno de otro, pero no se sabe bien con exactitud cómo afectan el uso de estos dos métodos a las estructuras de acero en una zona que tiene una gama de perfilaría menor a la estadounidense, como por ejemplo México, he de ahí el porqué de este estudio, análisis o comparación. (Alan Williams, 2011)(William T. Segui, 2007)

2.4.1.-Especificar el tipo de acero estructural

La selección del tipo de acero estructural para un proyecto depende únicamente de este, como ya se había mencionado antes cada proyecto es único en comparación a otro, y el proceso de selección de acero también está sumergido en el cuestionamiento de la obra en sí, por lo que es necesario cuestionarse para cada proyecto lo siguiente: (William T. Segui, 2007)(Oscar De Buen, 1982)

1. *La eficiencia estructural:* Se refiere a que acero es el más económico en cuanto a su relación costo-beneficio.

2. *Costo individual por pieza:* Esto se refiere a lo mismo, pero en cuanto que perfil es mejor en cuanto a su relación costo-beneficio.



3. *Simplicidad*: Referente a que casi siempre la solución más simple es la correcta, ya que no siempre es necesario recurrir a perfiles extranjeros o sistemas constructivos foráneos, para optimizar la obra.

4. *Disponibilidad*: Al seleccionar un tipo de acero siempre se debe de tener en cuenta su disponibilidad en el mercado, ya que de lo contrario los costos de transportación pueden encarecer la obra.

2.4.2.-Elección del tipo de perfil

A la hora de seleccionar que tipo de perfil es el más adecuado para un elemento estructural se debe de tener en cuenta las características principales de cada perfil, como por ejemplo en:

1. *Columnas*: Para columnas es idóneo pensar en perfiles tipo “H” de patín ancho puesto que tiene momentos de inercia relativamente altos en ambas direcciones y debido a su forma abierta es fácil realizar conexiones con las vigas, o también, se podrían utilizar secciones cerradas ya sean “HSS” o “Tubular” debido a su gran eficiencia a la compresión, ya que no poseen eje débil.

2. *Trabes*: Para trabes sería idóneo pensar en perfiles tipo “I” o “T” ya que constan de un eje fuerte capaz de absorber los grandes momentos que se pudieran presentar en ellas.

En fin es responsabilidad del diseñador tener en cuenta todos estos aspectos a la hora de diseñar miembros estructurales de acero.(GERDAU CORSA, 2010)

2.4.3.-Elección del tipo de placa

La selección de placas de conexión también son responsabilidad del diseñador, ya que tiene que tener en cuenta que para conectar todos los miembros estructurales de un proyecto entre si se necesitan de placas, y en su caso tornillos o soldadura y este debe de tener en cuenta todo esto, para saber que conexión es la más adecuada y cuál es su correcto funcionamiento, ya que hay ocasiones en que en un proyecto el costo de conexiones y placas pueda llegar a representar un 20% del presupuesto estructural.(GERDAU CORSA 2010c)



Cabe mencionar que en cuanto conexiones hay dos teorías en las que se basan el diseño de estas mismas, las cuales se describen a continuación:

1. *Diseño de conexiones mediante esfuerzos actuantes*: Este diseño de conexiones se centra casi exclusivamente en los esfuerzos a los que podría estar sujeto el miembro de conexión y se diseña como si fuera otro elemento estructural más, el cual es el encargado de que se dé la transferencia de esfuerzos entre otros elementos estructurales como una viga a una columna, este tipo de conexión es la más sencilla y en zonas sísmicas se recomienda este tipo de conexión con tornillos ya que puede absorber fácilmente acciones laterales a la estructura y desarrollar casi al 100% la ductilidad del material ya que se desarrollan rotulas plásticas cerca de la conexión, lo que deriva en una energía disipada mayor que otro tipo de conexiones.

2. *Diseño de conexiones de muñón rígido*: Este diseño de conexiones se centra en que aparte de que las placas de conexión entre elementos estructurales como una viga y una columna, existan elementos que rigidicen el muñón de conexión entre ellas, además de que se toma en cuenta la estabilidad por separado de cada placa de la conexión, esto para asegurar de que todo el sistema estructural trabaje en conjunto, este tipo de conexión rígida no se recomienda para soportar acciones laterales como el sismo ya que no es capaz de desarrollar al 100% la ductilidad del material, pero si es recomendable en estructuras que tenga que cargar un peso significativo de cargas verticales permanentes, ya que permite la distribución de esfuerzos de una manera eficiente en todos los elementos estructurales de una obra ya sea una viga, columna, contra venteo, etc.

2.5.-Instituto Mexicano de la Construcción en Acero

Habiendo ya estudiado el diseño estructural de acero, ahora se dará una breve historia del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero “IMCA” el cual es el encargado de establecer los lineamientos en cuanto al diseño de estructuras de acero aquí en México, se fundó en 1933 como una sociedad no lucrativa de carácter técnico que reúne a las compañías y personas dedicadas al diseño, fabricación, montaje y supervisión de estructuras de acero, así como a los investigadores y profesores de la materia, con los objetivos de:



1. Promover y realizar estudios e investigaciones de carácter científico, técnico y económico, así como colaborar en la normalización de sus insumos y procurar la racionalización de estos.
2. Promover y desarrollar el perfeccionamiento técnico del personal integrante de la industria y de la enseñanza de materias afines en el ámbito nacional.
3. Establecer contactos necesarios con las autoridades gubernamentales y cooperar con ellas en la definición de las reglamentaciones y normas oficiales relacionadas con el sector.
4. Promover y fomentar el intercambio de experiencias entre sus miembros, y difundir la información recopilada de los organismos nacionales y extranjeros entre sus miembros e instituciones similares.
5. Realizar todos los actos necesarios o convenientes para alcanzar los fines anteriores, sin que la actividad del Instituto en ningún momento tenga carácter preponderante económico o lucrativo.

Para lograr todos estos objetivos el Instituto realiza diversas exposiciones, simposios, etc. para fomentar la vinculación de la industria del acero con otras instituciones, maestros, estudiantes, constructores, etc.

Estos objetivos se han ido alcanzando poco a poco a lo largo de los años, en los que también el Instituto ha ido actualizando el “Manual de Construcción en Acero”, cuya primera edición fue impresa en 1984 y contenía tablas de dimensiones y propiedades de los perfiles de acero, especificaciones de diseño, consejos de fabricación y montaje, y por último códigos de prácticas profesionales, todo esto basado en la octava edición de la especificación del “*American Institute of Steel Construction*” (o AISC por sus siglas en inglés, o Instituto Americano de la Construcción en Acero) de 1980, y desde entonces se han ido publicado varias versiones hasta la actual es la quinta entrega, la cual es un poco diferente a las anteriores, ya que se ha actualizado toda la información en base al estado actual del conocimiento publicado en la literatura ingenieril del análisis, diseño y construcción del Acero.

Esta quinta entrega se divide en tres partes, las cuales son:

1. Tablas de dimensiones y propiedades geométricas de perfiles de acero estructural comerciales, es decir que se pueden encontrar dentro de los Estados Unidos Mexicanos (México).
2. Especificaciones del diseño de las estructuras de acero, las cuales contemplan todos los mecanismos o esfuerzos de trabajos a los que podrían estar sujetos las estructuras de acero.
3. Códigos de prácticas generales para la construcción de estructuras de acero.

Esta última entrega reemplaza a las 4 anteriores, y se basa en la interpretación y la adaptación de los siguientes documentos del “*American Institute of Steel Construction*” (o AISC por sus siglas en inglés, o Instituto Americano de la Construcción en Acero):

1. Specification for structural Steel building ANSI/AISC 360-10
2. Code of standard practice AISC 303-10

Por último el Instituto Mexicano de la Construcción en Acero “IMCA” o cualquier otra persona o institución citadas en ese documento, no se hacen legalmente responsables de cualquier problema provocado por la aplicación contenida en el manual, sobre el cual en esta tesis nos basaremos para el diseño de estructuras. (American institute of stel construction n.d.)(American institute of stel construction n.d.)(Instituto Mexicano de la Construcción en Acero 2014)

2.6.-Consideraciones del constructor para la construcción de estructuras de acero

Sabiendo que la ejecución o construcción de un proyecto de edificación es el tercer y último paso para la elaboración de una obra además de que es el paso que sigue a la estructuración, y siendo un proceso mecánico que consiste en recopilar toda la información obtenida, y materializarla es decir construirla, es importante que el constructor de la obra trabaje a la par del diseñador, para poder optimizar al límite el tiempo y el costo de la construcción, por lo que este también debe de tener en cuenta las siguientes consideraciones:(GERDAU CORSA, 2010f)(GERDAU CORSA, 2010d)(GERDAU

CORSA, 2010e)

1. La arquitectura de la obra, es decir como consiste la obra y como se relaciona esta con el ambiente que la rodea, esto con el fin de poder elegir la ruta crítica de construcción.
2. El tipo de estructura, es decir el sistema estructural que va a soportar las cargas de servicio y como este trabaja, esto con el fin de poder definir qué elementos estructurales van antes que otros, en otras palabras definir el orden de construcción.
3. Las características del acero estructural con el que se trabaja, esto se relaciona al poder utilizarlo de la forma más eficiente, además de conocer los cuidados que se tienen que tener en obra con este material.
4. Tipos de elementos estructurales, es decir su sección y sus longitudes, que derivan en el peso del material, puesto que se deben de transportar y colocar de una manera exacta a como lo marcan los planos de taller de la obra.
5. Tipo de conexión, puesto que se deben de tener en cuenta para el izado de los elementos estructurales.
6. Requisitos de construcción, ya que en cada proyecto se especifican importantes especificaciones o acabados que derivan en un proceso de construcción diferente.



Capítulo 3: Métodos de diseño “ASD y LRFD” y la confiabilidad estructural

En el diseño estructural de las estructuras de acero, se puede concluir que las dos teorías, códigos o métodos de diseño más usuales serían el “Método de los esfuerzos de trabajo o de esfuerzos permisibles o teoría elástica o ASD por sus siglas en inglés Allowable Stress Design (Diseño por esfuerzos admisibles)” y el “Método de la resistencia o método de factores de carga y de reducción de resistencia o teoría plástica o LRFD por sus siglas en inglés Load and Resistance Factor Design (Cargas y Factores de Resistencia para el Diseño)” (Jack C. McCormac, 2012)(Roberto Meli Piralla, 2014)

3.1.- Métodos de diseño de estructuras de acero

Según el mismo AISC los métodos mencionados anteriormente difieren en que el LRFD < ASD de un 5 al 20 % en el peso bruto de la estructura, para saber un poco más acerca de estos métodos de diseño de estructuras se explicaran de una manera más amplia a continuación:(Sriramulu Vinnakota, 2007)

3.1.1.- El Método de los esfuerzos de trabajo o de esfuerzos permisibles o teoría elástica o ASD por sus siglas en inglés Allowable Stress Design (Diseño por esfuerzos admisibles)

En este método los esfuerzos mecánicos son producidos en los distintos elementos o secciones de la estructura por las solicitaciones de servicio o de trabajo que se calculan por medio de un análisis elástico, es decir este método solo toma en cuenta las cargas de servicio o de trabajo como quien dice las cargas que tiene que soportar la estructura durante toda su vida, se determinan después los esfuerzos en las distintas secciones de la estructura mediante un análisis elástico y debido a estas mismas solicitaciones son con las que se obtendrán el área transversal y el momento de inercia necesarios para soportar dichos esfuerzos sin que rebase el rango elástico del material, en este caso la fluencia o el “Fy” del acero, es por eso que el método es razonable en estructuras de materiales con un comportamiento esencialmente elástico, aunque el acero también tiene un rango plástico, este método también es aplicable en él.(Roberto Meli Piralla, 2014)

Según el documento “Specification for structural Steel building ANSI/AISC 360-10” del

“American Institute of Steel Construction” (o AISC por sus siglas en inglés, o Instituto Americano de la Construcción en Acero), las combinaciones de cargas de estructuras que se diseñan por este método son las siguientes:(American institute of stel construction, n.d.)

M+.75V
M+Va
M+.75Va+.5Vi
M+Va+S+.3S

Tabla 1: Combinaciones de cargas para “ASD”

Dónde: M = Carga muerta, V = Carga viva, Va= Carga viva accidental, Vi = Carga debida al viento, S = Carga debida al sismo, cabe mencionar que el sismo y el viento se revisan en ambas direcciones.

Con estas cargas se obtienen los esfuerzos mínimos que tienen que resistir las secciones de la estructura, y donde el factor de seguridad “F.S.” se basa en reducir el esfuerzo admisible dividiéndolo por un factor de reducción de capacidad “Ω” mayor a 1 esto para asegurar que la sección nunca llegue a su plastificación, como por ejemplo en elementos sujetos a tensión simple su resistencia se calcula: (Instituto Mexicano de la Construcción en Acero 2014)

$$Resistencia = \frac{F_y A_g}{\Omega}$$

Dónde: Fy = Fluencia del acero, Ag = Área gruesa de la sección, Ω = Factor de reducción de capacidad siempre mayor a 1.

Según el Instituto Mexicano de la Construcción en Acero “IMCA” el cual se basa en el “Specification for estructural Steel building ANSI/AISC 360-10” y el “Code of standard practice AISC 303-10” los factores de reducción de capacidad dependiendo del tipo de esfuerzo al que estén sometidos los componentes de la estructura son los siguientes:(American institute of stel construction, n.d.)(American institute of stel construction n.d.)

Tipo de esfuerzo	Factor de reducción
Tensión	1.66
Ruptura por tensión	2
Ruptura por cortante	2
Compresión	1.66
Flexión	1.66
Cortante	1.66
Cortante controlado	1.5
Flexo-compresión en secciones cerradas	1.6
Elementos compuestos con concreto	2.31
Conectores con pernos	2.31
Soldaduras	2
Cortante en tornillos	2
Aplastamiento en placas	2

Tabla 2: Factores de reducción de la capacidad de una sección del método “ASD”

3.1.2.- El Método de la resistencia o método de factores de carga y de reducción de resistencia o teoría plástica o LFRD por sus siglas en ingles Load and Resistance Factor Design (Cargas y Factores de Resistencia para el Diseño)

En este método los esfuerzos mecánicos son producidos en los distintos elementos o secciones de la estructura por las solicitaciones de servicio o de trabajo multiplicadas por factores de carga mayores a 1, estos debido a la incertidumbre que existe en el cálculo de estas cargas y el no saber si un día estas cargas podrían aumentar, cabe mencionar que este método permite hacer un análisis elasto-plástico aprovechando así el 100% la ductilidad del material, ya que permite que los esfuerzos se redistribuyan en toda la estructura mediante que esta se está plastificando. Es decir este método toma en cuenta las cargas ultimas a las que podría estar sujeta una estructura en algún lapso aunque sea pequeño de toda su vida útil, se determinan después los esfuerzos en las distintas secciones de la estructura mediante un análisis plástico y debido a estas mismas solicitaciones son con las que se obtendrán el área transversal y el momento de inercia necesarios para soportar dichos esfuerzos sin que rebase el rango plástico del material, en este caso la ruptura o el “Fu” del acero, es por eso que el método es razonable en estructuras a base de materiales con un comportamiento plástico, ya que el acero tiene un rango plástico muy grande, este método es el más

aceptado ultimadamente en la ingeniería puesto que permite que el material desarrolle toda su ductilidad y reducir así costos de construcción, que en lo general varios autores de obras de ingeniería y el mismo AISC aseguran que las estructuras diseñadas mediante este método tienden a ser de un 5 a un 20 % más livianas que las estructuras diseñadas por un método elástico.(Roberto Meli Piralla, 2014) (Sriramulu Vinnakota, 2007)

Según el documento “Specification for estructural Steel building ANSI/AISC 360-10” del “American Institute of Steel Construction” (o AISC por sus siglas en inglés, o Instituto Americano de la Construcción en Acero), las combinaciones de cargas de estructuras que se diseñan por este método son las siguientes:(American institute of stel construction n.d.)

1.4M+V
1.2M+1.6Va+.5(N o E)
1.2M+1.6Va+.5Vi
1.2M+1.2Va+S+.3S

Tabla 3: Combinaciones de cargas para “LRFD”

Dónde: M = Carga muerta, V = Carga viva, Va= Carga viva accidental, Vi = Carga debida al viento, S = Carga debida al sismo, N=Carga debida a la posible nieve, E=Carga debida al posible encharcamiento, cabe mencionar que el sismo y el viento se revisan en ambas direcciones.

Con estas cargas se obtienen los esfuerzos mínimos que tienen que resistir las secciones de la estructura, y donde existe otro factor de seguridad “F.S.” aparte del que obtiene con las cargas factorizadas y se basa en reducir el esfuerzo ultimo multiplicándolo por un factor de reducción de capacidad “ ϕ ” menor-igual a 1 esto para asegurar que la sección nunca llegue a su falla, como por ejemplo en elementos sujetos a tensión simple su resistencia se calcula: (Instituto Mexicano de la Construcción en Acero 2014)

$$Resistencia = \phi FyAg$$

Dónde: Fy = Fluencia del acero, Ag = Área gruesa de la sección, ϕ = Factor de reducción de capacidad siempre menor-igual a 1.

Según el Instituto Mexicano de la Construcción en Acero “IMCA” el cual se basa en el “Specification for estructural Steel building ANSI/AISC 360-10” y el “Code of standard practice AISC 303-10” los factores de reducción de capacidad dependiendo del tipo de esfuerzo al que estén sometidos los componentes de la estructura son los siguientes: (American institute of stel construction, n.d.)(American institute of stel construction n.d.)

Tipo de esfuerzo	Factor de reduccion
Tension	0.90
Ruptura por tension	0.75
Ruptura por cortante	0.75
Compresion	0.90
Flexion	0.90
Cortante	0.90
Cortante controlado	1.00
Flexocompresion en secciones cerradas	1.00
Elementos compuestos con concreto	0.65
Conectores con pernos	0.65
Soldaduras	0.75
Cortante en tornillos	0.75
Aplastamiento en placas	0.75

Tabla 4: Factores de reducción de la capacidad de una sección del método “LRFD”

Como ya se había mencionado el “AISC” asegura que las estructuras diseñadas mediante este método tienden a ser de un 5 a un 20 % más livianas que las estructuras diseñadas por un método elástico, esto se debe a que permiten que los esfuerzos dentro de la estructura se redistribuyan mediante que esta se plastifica hasta un esfuerzo ultimo de ruptura de la sección, asegurándose así el 100% de la ductilidad del material, eso sí con sus correspondientes factores de seguridad. (Sriramulu Vinnakota, 2007)

Aunque la incertidumbre que existe con exactitud de cómo afectan el uso de estos dos métodos a las estructuras de acero en una zona que tiene una gama de perfilaría menor a la estadounidense, como por ejemplo México, puede verse mediante un análisis comparativo entre estos dos métodos usando solamente perfilaría comercial del “IMCA”, y he ahí el porqué de esta tesis.(Instituto Mexicano de la Construcion en Acero, 2014)

3.2.- Grafica Esfuerzo-Deformación del acero

Para entender un poco más de lo que se habla cuando se dice “Rango elástico” o “Rango plástico”, se explicara de forma breve la grafica esfuerzo-deformación unitaria (σ - ϵ) de un acero en tensión con ductilidad virgen, es decir que no se ha sometido a ningún tipo de esfuerzo nunca. Primero en el eje “Y” se graficara el esfuerzo de tensión, esto puede ser en unidades kg/cm² o cualquier otra unidad de esfuerzo, y en eje de las “X” se graficara la deformación unitaria del material, es decir su deformación total entre la longitud total del elemento, sin unidades es decir el porcentaje de deformación que sufre por cada unidad de longitud, y así es como las líneas dibujadas en la gráfica se explican cómo:

1. *Línea A-B*: Se empieza el esfuerzo desde cero, en el punto “A” y se ve que en cuanto más carga se le aplica más se deforma el material, de una manera casi perfectamente lineal, hasta que llega a el punto donde se inicia la deformación no lineal o se empieza plastificar el material, es decir el “Fy” del acero denotado por el punto “B” que es aproximadamente al 0.0021% de deformación unitaria, además cabe mencionar que la pendiente de esta línea es el módulo de elasticidad del material “E”, por lo que es correcto decir que:

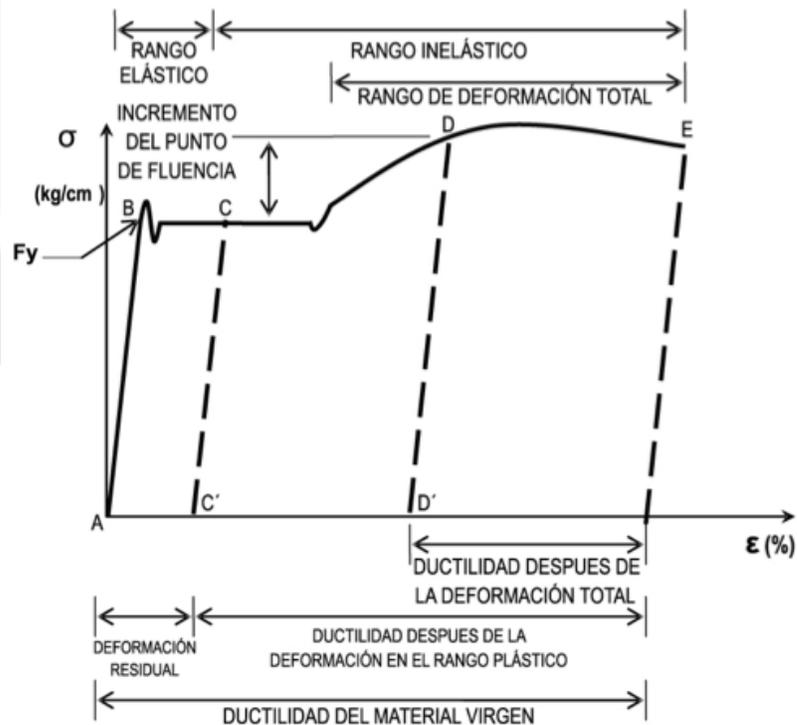
$$E = \frac{\sigma}{\epsilon} = \frac{\text{Esfuerzo aplicado}}{\text{Deformacion unitaria}}$$

2. *Línea B-C*: Se pierde un poco de capacidad del material después de llegar al límite de fluencia, en el punto “B”, después se puede mantener la carga aunque no se pueda mantener la deformación unitaria ya que esta se sigue incrementando con la misma carga, hasta llegar al punto “C”, el cual esta denotado en que si se quita la carga el material sigue teniendo un rango elástico pero ya con una deformación residual, como lo explica la línea C-C’, es por eso que algunos investigadores denotan el rango elástico hasta este punto.

3. *Línea C-D*: Después del punto “C” empieza la deformación del rango plástico, ya que ahora la deformación unitaria no es muy lineal respecto al esfuerzo aplicado, a mediados de esta línea se empieza un endurecimiento final del material llamado “Endurecimiento plástico” el cual es la última carga capaz de soportar el material denotado por el punto “D”, este punto no está muy bien definido ya que varía mucho de acuerdo al tipo de acero que se

está usando, cabe mencionar que ahora la deformación residual es mayor como se ve en la línea D-D'.

4. *Línea D-E*: Después del endurecimiento plástico final o punto “D”, la carga aunque se trate de aumentar ya no se puede, ya que el material ya no puede resistir más, por lo que empieza a deformarse de una manera no lineal y empieza a perder su capacidad de carga debida al endurecimiento plástico, por lo que lo único que queda es la ductilidad final, y es aquí donde se empieza la última deformación total del material antes de su falla o hasta su punto de ruptura “Fu” denotado por el punto “E”, este rango es muy difícil de controlar, pero si de alguna manera se quitaran las cargas antes de su falla, el material tendría una deformación residual enorme, como lo explica la línea E-E’, el punto “E” por lo general es imposible de calcular o de encontrar, ya que este último rango solo dura muy poco tiempo en la prueba, por lo que solo se considera imaginario, y no está en la gráfica. En general todos los puntos dependen de la composición química del acero, pero para A36 y A50, serían: 1.-Acero ASTM A36, $F_y=2530 \text{ kg/cm}^2$, $F_u=4080 \text{ kg/cm}^2$, 2.-Acero ASTM A592, $F_y=3515 \text{ kg/cm}^2$, $F_u=4570 \text{ kg/cm}^2$.



Grafica 1: Grafica esfuerzo-deformación unitaria (σ - ϵ) del acero en tensión.(GERDAU CORSA 2010a)

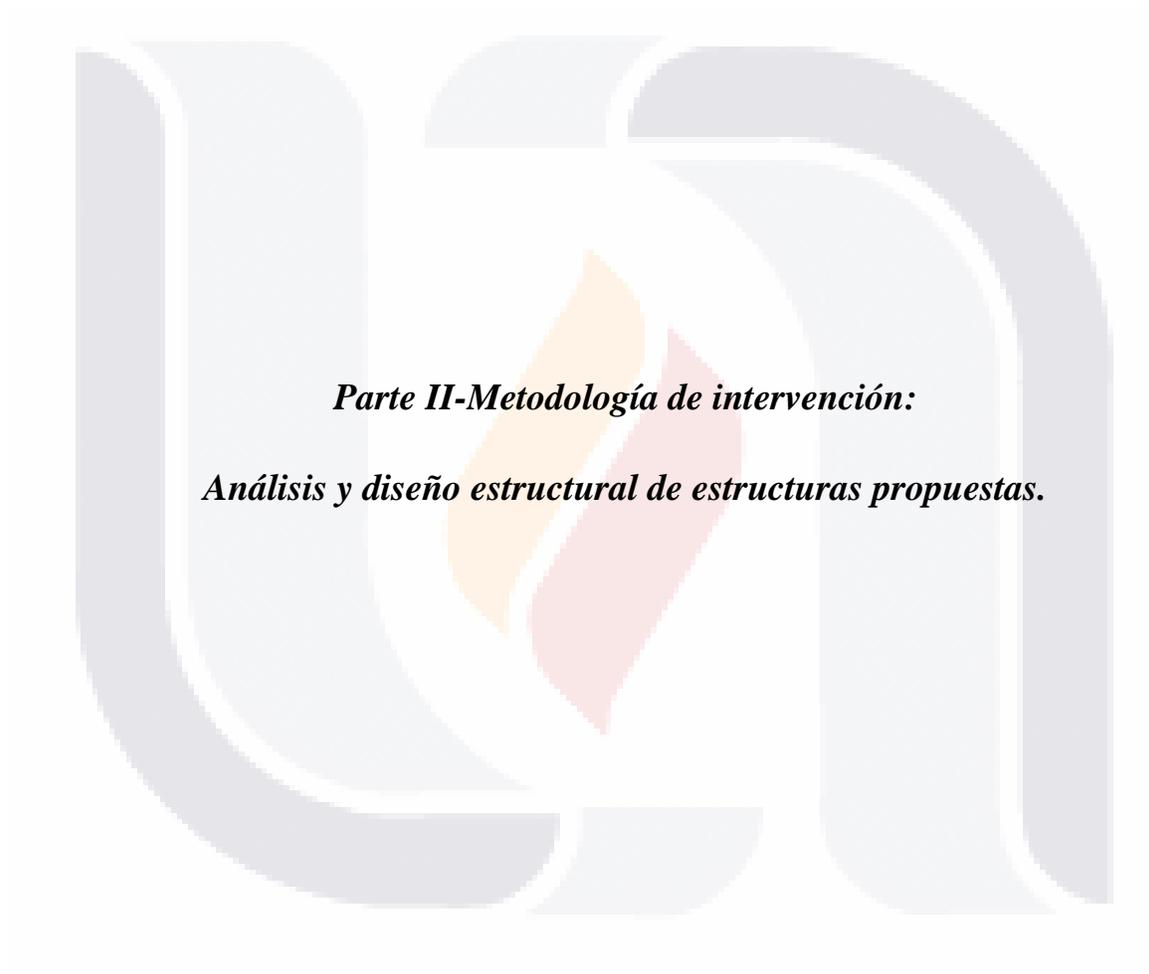
3.3.-Confiabilidad estructural

Por último se explicara lo que en “Ingeniería” se conoce como “Confiabilidad estructural”, como ya se había definido anteriormente hay muchos factores que se incluyen en el diseño estructural el cual es un paso para la elaboración de una obra, y es un proceso creativo mediante el cual se le da forma a un sistema estructural para que cumpla una función determinada que sería soportar la construcción con un grado de seguridad razonable y que en condiciones normales de servicio tenga un comportamiento adecuado, este diseño debe de adecuarse a los códigos vigentes de construcción de donde se proponga hacer la obra y debe apegarse a los lineamientos de la teoría que respalda el método de su diseño, el conjunto de estos factores que nos determinan la estructura optima también rigen o son los que nos determinan el rango de “Confiabilidad estructural” de la obra que se entiende simplemente como ¿Qué tan segura es la obra?.(Alan Williams, 2011)(Roberto Meli Piralla, 2014)

Sabiendo que no se sabe bien con exactitud cómo afectan el uso de estos dos métodos de diseño de estructuras de acero a estas mismas en una zona que tiene una gama de perfilaría menor a la Estadunidense, como por ejemplo México, es justificable hacer una investigación de “Confiabilidad estructural”, entre estos dos métodos de diseño de estructuras de acero, el “*Método de los esfuerzos de trabajo o de esfuerzos permisibles o teoría elástica o ASD por sus siglas en ingles Allowable Stress Design (Diseño por esfuerzos admisibles)*” y el “*Método de la resistencia o método de factores de carga y de reducción de resistencia o teoría plástica o LRFD por sus siglas en ingles Load and Resistance Factor Design (Cargas y Factores de Resistencia para el Diseño)*” usando solamente perfilaría mexicana comercial de acero del “IMCA”. (Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, 2014)

Como por ejemplo si todas las variables o factores que intervienen en el diseño fueran determinísticas, o sea, si su valor numérico pudiera predecirse con absoluta precisión, para lograr la seguridad deseada de la estructura bastaría con diseñarla para que su resistencia ante todos los posibles estados límites de falla fuera ligeramente superior que la acción máxima correspondiente, pero por otra parte por muy seguro que sea el diseño, siempre

habrá una probabilidad mayor que cero de que las acciones máximas que vayan a presentarse en la estructura excedan la resistencia del material para un estado límite de falla. Por lo que en el diseño estructural siempre se debe de procurar de que esta probabilidad de falla tienda a ser cero, el determinar estos valores de falla y resistencia de la obra se estaría jugando con lo que se denomina como “Confiabilidad estructural”, por lo que en la segunda parte de esta investigación se supondrá una metodología de intervención en la cual se plantearán varios tipos de estructuras, las cuales serán sometidas a distintas formas de trabajo para así poder diseñarlas por ambos códigos, al finalizar la investigación tendremos una mejor comprensión de la forma en que afectan los factores de seguridad a las estructuras de acero, y que tanto variarían en cuanto su peso bruto estructural lo que se refleja en el costo de la obra, y de no ser así se podría encontrar una tendencia de escasez en la perfilaría mexicana comercial de acero. (Alan Williams, 2011)(Roberto Meli Piralla, 2014) (Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, 2014)



***Parte II-Metodología de intervención:
Análisis y diseño estructural de estructuras propuestas.***

Capítulo 4-Análisis y diseño de las estructuras

Sabiendo ya de ante mano que no se sabe bien con exactitud cómo afecta el uso de estos dos métodos de diseño de estructuras de acero a estas mismas en una zona que tiene una gama de perfilaría menor a la Estadunidense, como por ejemplo México, es justificable hacer una investigación de “Confiabilidad estructural”, entre estos dos métodos de diseño de estructuras de acero, el “*Método de los esfuerzos de trabajo o de esfuerzos permisibles o teoría elástica o ASD por sus siglas en ingles Allowable Stress Design (Diseño por esfuerzos admisibles)*” y el “*Método de la resistencia o método de factores de carga y de reducción de resistencia o teoría plástica o LRFD por sus siglas en ingles Load and Resistance Factor Design (Cargas y Factores de Resistencia para el Diseño)*” usando solamente perfilaría mexicana comercial de acero del “IMCA” (Instituto mexicano de la construcción en acero), esto con el fin de poder observar una tendencia de variabilidad de factores de seguridad en las estructuras, o sea observar que tanto varía la confiabilidad estructural entre los dos métodos de diseño, y como se refleja está en la densidad estructural de una obra.(Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, 2014)

Para esto se plantearan varios tipos de estructuras, las cuales fueron sometidas a distintas formas de trabajo para así poder diseñarlas por ambos métodos, al finalizar la investigación tendremos una mejor comprensión de la forma en que afectan los factores de seguridad a las estructuras de acero, y que tanto variarían en cuanto su densidad estructural un método del otro, lo que se refleja en el costo de la obra, y de no ser así se podría encontrar una tendencia de escasez en la perfilaría mexicana comercial de acero.

Las estructuras que se plantearon se enlistan a continuación:

1. Un edificio de dos niveles con claros cortos, con un sistema de piso tipo losa-acero resuelto a base de columnas con perfiles tipo “HSS”, vigas secundarias tipo “IPR” conectadas semirrígidamente con tornillos a las vigas principales también tipo “IPR” las cuales están conectadas rígidamente con tornillos a las columnas y estas a la vez están apoyadas en un sistema de zapatas aisladas ancladas con pernos y una placa base independiente en cada una de las columnas.

2. Un edificio de dos niveles con claros largos, con un sistema de piso tipo losa-acero resuelto a base de columnas con perfiles tipo “HSS”, vigas secundarias tipo “IPR” conectadas semirrígidamente con soldadura a las vigas principales también tipo “IPR” las cuales están conectadas rígidamente con soldadura a las columnas y estas a la vez están apoyadas sobre un sistema de zapatas aisladas ancladas con pernos y una placa base independiente en cada una de las columnas.

3. Una nave industrial ligera de dos aguas con claros largos, con un sistema de techo de lámina ligera apoyada sobre largueros, los cuales están apoyados a armaduras compuestas por perfiles tipo “HSS” o “PTR”, las cuales están conectadas rígidamente con soldadura a columnas con perfiles tipo IPR, las cuales a su vez están apoyadas sobre un sistema de zapatas aisladas ancladas con pernos y una placa base independiente en cada una de las columnas.

Como recordaremos los dos métodos a utilizar para el diseño de todas las estructuras son el método “ASD” el cual consiste simplemente en diseñar la estructura con cargas de servicio y donde el factor de seguridad “F.S.” se basa en reducir el esfuerzo admisible dividiéndolo por un factor de reducción de capacidad “ Ω ” mayor a 1 esto para asegurar que la sección nunca llegue a su falla, y el método “LRFD” el cual consiste simplemente en diseñar las estructuras con cargas de diseño o factorizadas, y en donde existe otro factor de seguridad “F.S.” aparte del que obtiene con las cargas factorizadas y se basa en reducir el esfuerzo ultimo multiplicándolo por un factor de reducción de capacidad “ ϕ ” menor a 1 esto para asegurar que la sección nunca llegue a su falla.(Alan Williams, 2011)(Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, 2014)

A continuación se presenta una breve explicación del análisis y el diseño de todas las estructuras seleccionadas por ambos métodos:

4.1.- Primera estructura: Edificio de claros cortos:

El cual es un edificio de dos niveles con claros cortos, con un sistema de piso tipo losa-acero resuelto a base de columnas con perfiles tipo “HSS”, vigas secundarias tipo “IPR” conectadas semirrígidamente con tornillos a las vigas principales también tipo “IPR” las

cuales están conectadas rígidamente con tornillos a las columnas y estas a la vez están apoyadas en un sistema de zapatas aisladas ancladas con pernos y una placa base independiente en cada una de las columnas.

4.1.1.- Descripción del proyecto en general

Es un edificio de dos niveles a base de marcos tridimensionales de acero como se describió anteriormente, con un sistema de piso tipo losa acero, con un sistema de cimentación de zapatas aisladas, el cual está destinado a uso tipo de “Oficinas”, que será construido en Aguascalientes, cuyo coeficiente sísmico es aproximadamente $c=0.105$, y el cual es una estructura del grupo tipo “B” para sismo y viento.(Código Municipales de Aguascalientes, 2015)

4.1.2.- Descripción arquitectónica del proyecto

Es un edificio de dos niveles de altura de 3 metros en cada nivel, y una profundidad de cimentación de 1 metro, las dimensiones en planta son de 8 metros en dos crujías en dirección “Y”, y 20 metros en cuatro crujías en dirección “X” con escaleras adyacentes a la construcción, las cuales no representan modificaciones a la estructura principal.

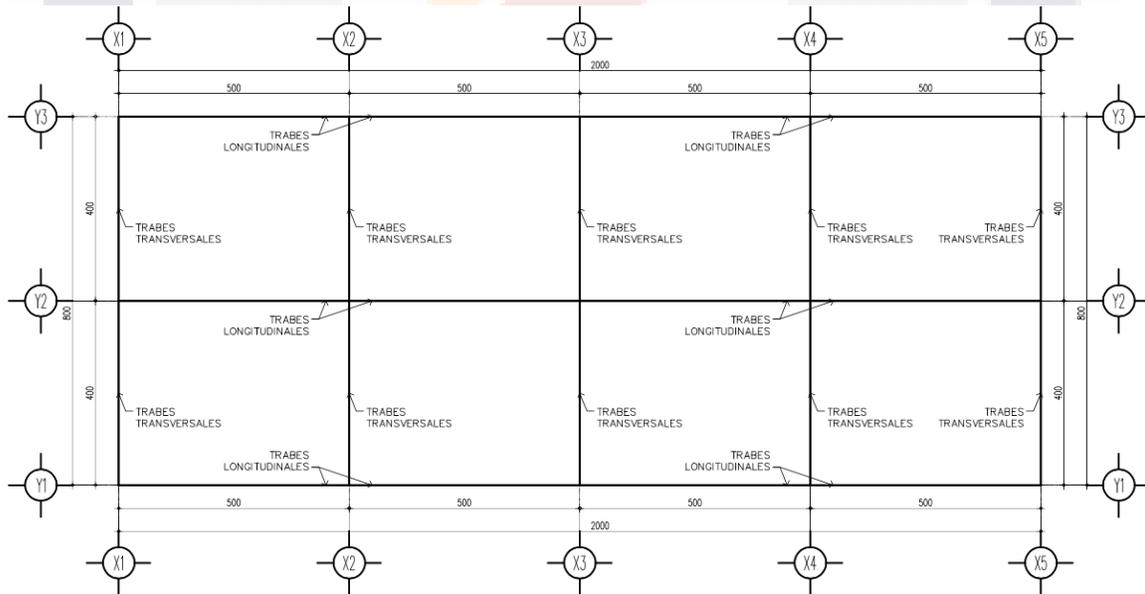


Imagen 8: Planta general del edificio de dos niveles con claros cortos.

Y cuyas elevaciones se presentan a continuación:



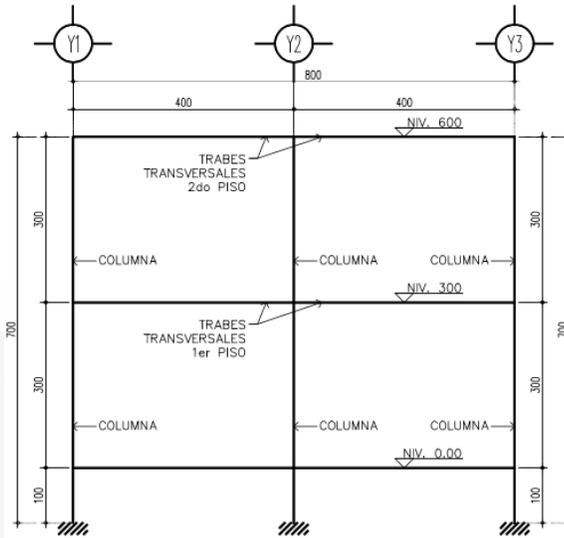


Imagen 9: Elevación transversal del edificio de dos niveles con claros cortos.

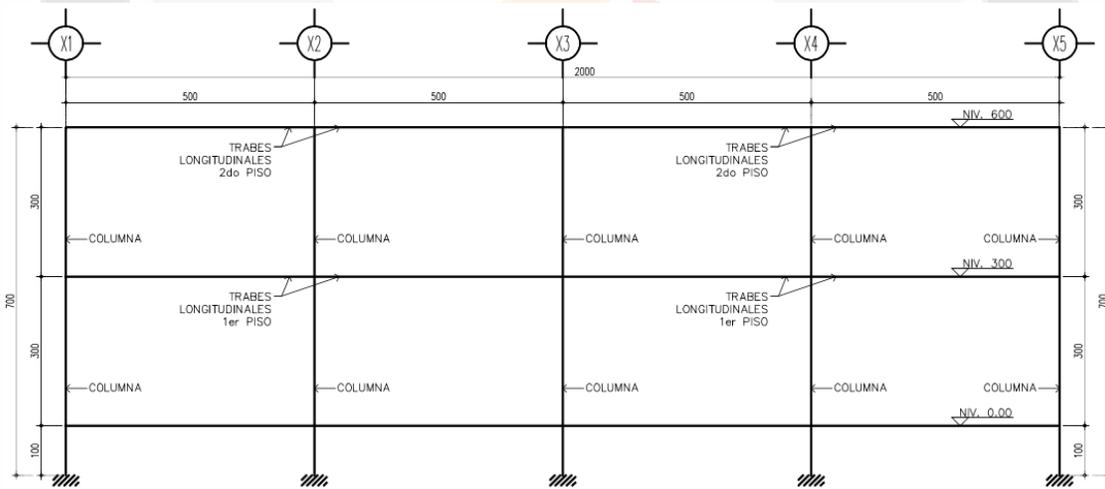


Imagen 10: Elevación longitudinal del edificio de dos niveles con claros cortos.

4.1.3.- Reglamentos utilizados para el diseño

Reglamento para las construcciones del D.F. NTC-2004- Sismo y Viento.

Manual de construcción en acero, IMCA 5ta. Edición (normas AISC-ASD y LRFD).

Manual de diseño de obras civiles CFE, Sismo y Viento.

Código Urbano del Municipio de Aguascalientes, Título Sexto.



4.1.4.- Materiales

Acero en estructura ASTM-A36:	$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$
Acero en estructura ASTM-A50:	$f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$
Concreto en cimentación y losa acero	$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

4.1.5.- Cargas

Se entenderá como “carga” a toda fuerza o acción que obre de alguna manera en la estructura, ya sea estática como la carga muerta del edificio ó sea su peso propio, o dinámicas como el sismo y el viento.(Codigo Municipal de Aguascalientes, 2015)(Comision Federal de Electricidad, 2008)(Comision Federal de Electricidad 2008b)(Instituto Mexicano de la Construccion en Acero, 2014)(Codigo de construccion del Distrito Federal (R.C.D.F.) 2004a)(Codigo de construccion del Distrito Federal (R.C.D.F.) 2004b)(Codigo de construccion del Distrito Federal (R.C.D.F.) 2004c)

1. Cargas muertas

Es el peso propio de la estructura más el peso de la losa acero, muros, acabados, instalaciones, y elementos secundarios que de alguna manera ejerzan fuerzas permanentes sobre la estructura.(Roberto Meli Piralla, 2014)

2. Cargas vivas

Son las acciones que de alguna manera ejercen una fuerza dentro de la estructura por un cierto periodo de tiempo debido a su tipo de uso, que tal vez no sean permanentes pero a la larga representan un buen porcentaje de las acciones que la estructura tiene que soportar, como por ejemplo los muebles dentro de ella.

3. Cargas de viento

Se obtendrán las fuerzas de diseño en base al programa viento de la CFE, el cual marca que para una estructura del grupo B de acuerdo a su importancia (Periodo de retorno $T_R = 50$ años, $V_R = 130 \text{ km/hr}$) y además es una estructura tipo 1 de acuerdo a su respuesta ante la

acción del viento (o sea poco sensibles a las ráfagas y efectos dinámicos del viento), y que cae en una categoría de terreno según su rugosidad: 2, y la clase de estructura según su tamaño: C ($F_c = 0.90$) se obtiene una presión de diseño de $50.36C_p \text{ kg/m}^2$

En donde la presión de diseño está dada por la presión dinámica de base afectada por un coeficiente de presión (C_p) que depende de la forma estructural y de la zona de la misma donde se quiera aplicar la presión; así como factores que dependen del área tributaria (K_A) y condiciones locales (K_L), esto en base al Manual de diseño de obras civiles CFE de viento.(Comision Federal de Electricidad 2008b)(Codigo de construccion del Distrito Federal (R.C.D.F.) 2004b)

4. Cargas de sismo

Se obtendrán las fuerzas de diseño sísmico con el método estático y en donde se tomara en cuenta el Código Urbano de Aguascalientes que marca un coeficiente sísmico de diseño en la zona de bajo riesgo con terreno tipo I: $c = 0.105$, y de acuerdo a la estructura la cual cae en el grupo B, por lo que $c = 0.105(1.0) = 0.105$ además de que se utilizaran factores de ductilidad $Q = 2$ en ambos sentidos de acuerdo a lo establecido en el artículo 207 del reglamento para las construcciones del D.F. NTC-2004- Sismo y Viento.(Comision Federal de Electricidad 2008a)(Comision Federal de Electricidad 2008b)

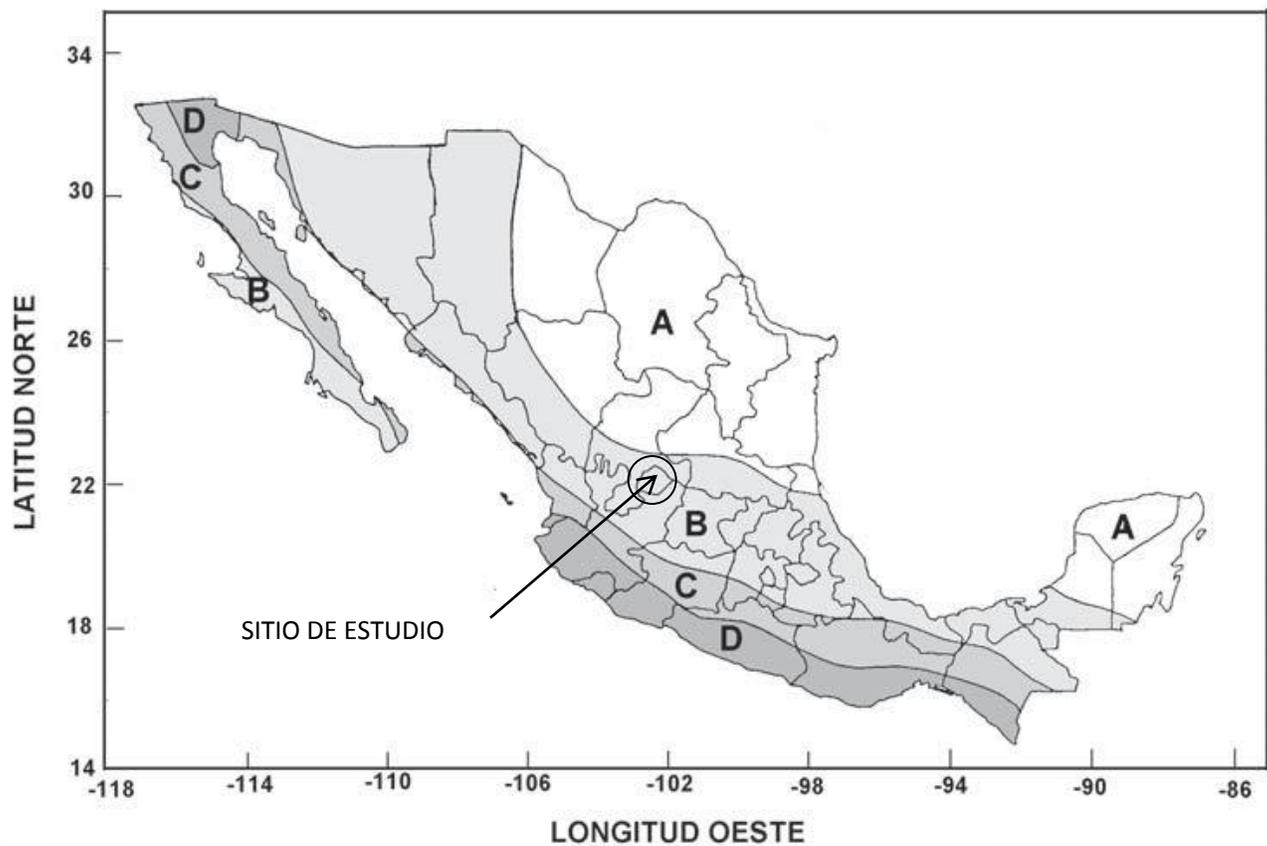


Imagen 11: Ubicación del edificio de claros cortos dentro de los Estados Unidos Mexicanos, para sismos.

Resumen de cargas

A continuación se presenta un resumen del valor de las cargas que se utilizaran para el análisis y diseño de la estructura:

Cargas en la estructura		
Carga Muerta		
	Azotea	403.20 kg/m ²
	Entrepiso	313.35 kg/m ²
Carga Viva		
Carga viva media	Azotea	15.00 kg/m ²
	entrepiso	100.00 kg/m ²
Carga viva instantánea	Azotea	70.00 kg/m ²
	entrepiso	180.00 kg/m ²
Carga viva máxima	Azotea	100.00 kg/m ²
	entrepiso	250.00 kg/m ²
Carga debida al viento		
	Lateral	50.36 Cp. kg/m ²
Carga debida al sismo		
Azotea	Fix	5,088.00 kg
	eiy	0.80 m
	Fiy	5,088.00 kg
	eix	2.00 m
Entrepiso	Fix	3,031.00 kg
	eiy	0.80 m
	Fiy	3,031.00 kg
	eix	2.00 m

Tabla 5: Cargas en el edificio de dos niveles con claros cortos.

4.1.6.- Esfuerzos admisibles

Los esfuerzos admisibles para el diseño de elementos metálicos (acero A-36, A-50) serán los indicados en los procedimientos de diseño del “Manual de construcción en acero” editado por el “IMCA” (Instituto mexicano de la construcción en acero), para el “*Método de los esfuerzos de trabajo o de esfuerzos permisibles o teoría elástica o ASD por sus siglas en ingles Allowable Stress Design (Diseño por esfuerzos admisibles)*” y el “*Método de la resistencia o método de factores de carga y de reducción de resistencia o teoría plástica o LRFD por sus siglas en ingles Load and Resistance Factor Design (Cargas y*



Factores de Resistencia para el Diseño)” y que estas a su vez derivan de las normas AISC.(Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, 2014)(American institute of stel construction n.d.)(American institute of stel construction n.d.)

4.1.7.- Combinaciones de cargas

Para el método “ASD” las combinaciones de cargas para el análisis y diseño son:

$M+.75V$
$M+Va$
$M+.75Va+.5Vi$
$M+Va+S+.3S$

Tabla 1: Combinaciones de cargas para “ASD”

Para el método “LRFD” las combinaciones de cargas para el análisis y diseño son:

$1.4M+V$
$1.2M+1.6Va+.5(N \text{ o } E)$
$1.2M+1.6Va+.5Vi$
$1.2M+1.2Va+S+.3S$

Tabla 3: Combinaciones de cargas para “LRFD”

4.1.8.- Métodos de cálculo

El análisis se llevó a cabo con la interfaz del programa “SAP-2000” con las cargas previamente planteadas y el diseño estructural de los elementos se llevó a cabo con los algoritmos de hojas de cálculo propias en el programa “Microsoft Excel”.

Para esto se realizaron análisis de modelos representativos de los elementos de la estructura, bajo las cargas a las cuales se verá sometida esta misma, incluyendo cargas gravitacionales y laterales por sismo y viento, y con lo anterior se obtuvieron las solicitaciones para el diseño de cada uno de los elementos estructurales componentes de la misma bajo ambos métodos, el “ASD” y el “LRFD”.

La distribución de cargas gravitacionales se hizo en base a la geometría en planta de la estructura, como se muestra a continuación:



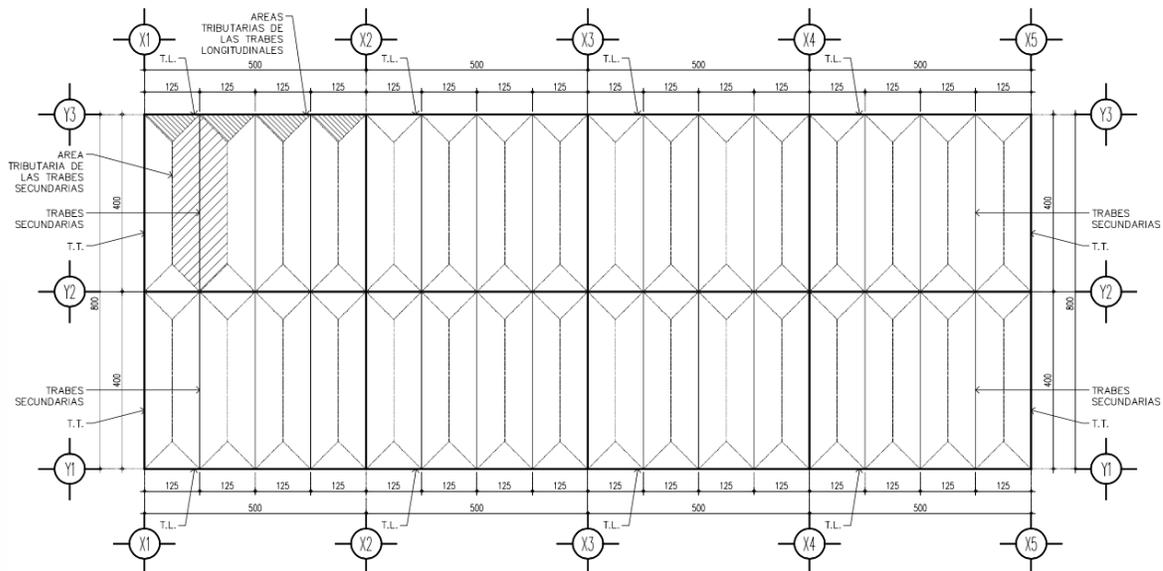


Imagen 12: Distribución de cargas en el edificio de dos niveles con claros cortos.

Análisis estructural

Como se acaba de mencionar el análisis se llevó a cabo con la interfaz del programa “SAP-2000” con las cargas previamente planteadas en la tabla número 5, además de que se incluyó una carga adicional de 380 kg/ml en algunas vigas esto debido al peso de algunos muros que se tenían previamente contemplados en la arquitectura del proyecto.

Para este análisis se idealizaron modelos representativos de los elementos de la estructura en 3D, bajo las cargas a las cuales se verían sometidos los elementos de la estructura, incluyendo cargas gravitacionales y laterales por sismo y viento, cabe mencionar que el análisis sísmico se efectuó con el método simplificado y las acciones del viento se obtuvieron con el programa “De Viento de la CFE”, con lo que se obtuvieron las solicitaciones para el diseño de cada uno de los elementos estructurales componentes de la misma bajo ambos métodos, el “ASD” y el “LRFD” y sus correspondientes combinaciones de diseño.(Instituto Mexicano de la Construcción en Acero 2014)

A continuación se presentan algunas imágenes de lo efectuado con la interfaz del programa “SAP-2000”:

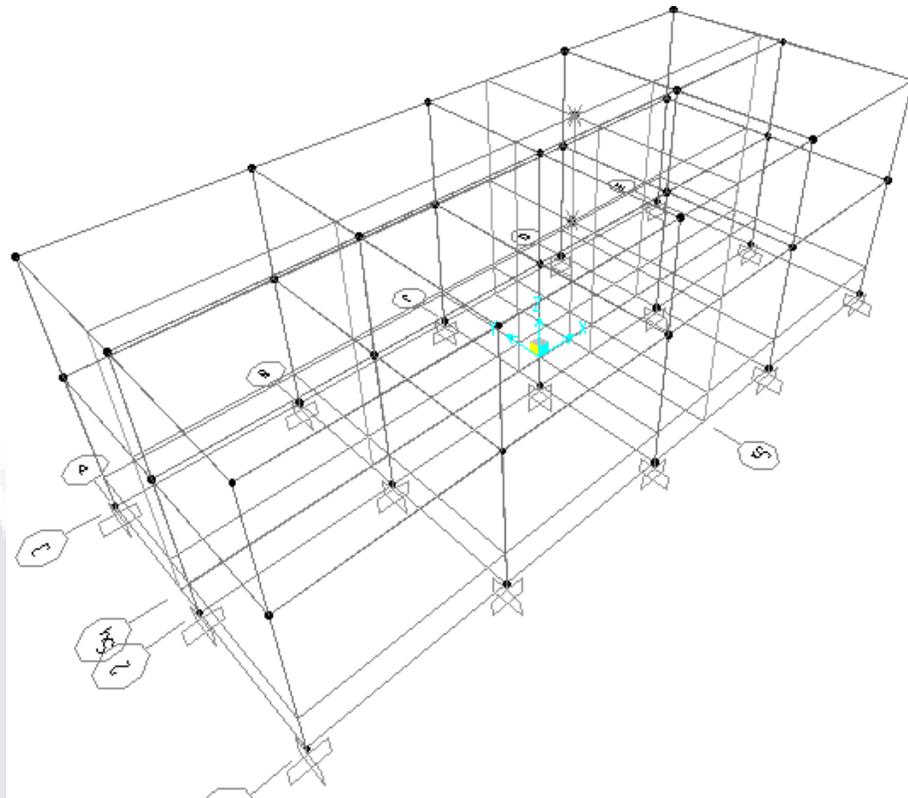


Imagen 13: Modelo en 3D en SAP-2000 del edificio de dos niveles con claros cortos.

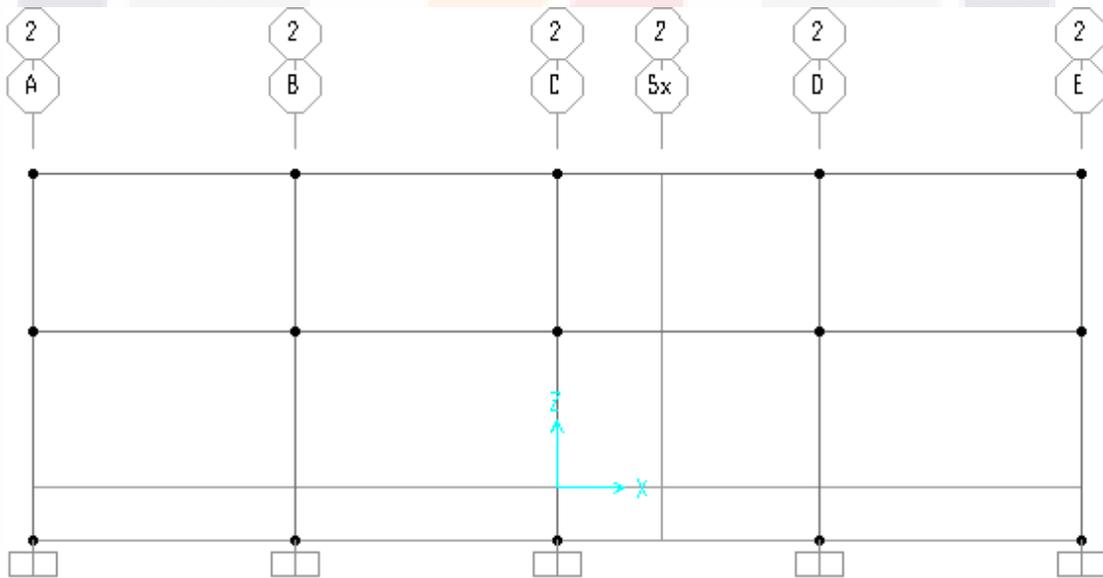


Imagen 14: Elevación longitudinal en SAP-2000 del edificio de dos niveles con claros cortos.

Una vez efectuado el análisis, el diseño estructural de los elementos se llevó a cabo con los algoritmos de hojas de cálculo propias en el programa “Microsoft Excel”.

Diseño estructural

Primero se efectuó el diseño de elementos secundarios de cada piso que son la losa-acero y las vigas secundarias para ambos métodos, y estas fueron introducidas en el modelo como cargas.

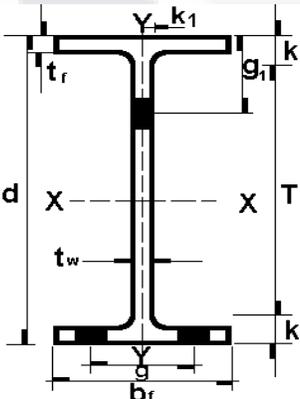
DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO																													
Revisión de vigas secundarias IPR a flexión y cortante, por el método "ASD" y "LRFD"																													
Basado en el Manual de construcción en acero "IMCA"-5ta Edición																													
Unidades en kilogramos y centímetros en general, pero también están indicadas																													
Proyecto de estudio:	Tesis-Edificio de dos niveles con claros cortos																												
Nota: Los valores en rojo son los datos ingresados por el usuario																													
Valores de diseño mediante el método "ASD"																													
Momento flexionante actuante (kg-cm)	Cortante actuante (kg)																												
94,640.00	1,892.80																												
Valores de diseño mediante el método "LRFD"																													
Momento flexionante último (kg-cm)	Cortante último (kg)																												
132,804.00	2,656.08																												
Nota: El momento y cortante de diseño de las vigas secundarias se obtendrán de manera "estática" considerando a la viga simplemente apoyada en sus extremos, es decir con articulaciones que impidan el desplazamiento en "X" y en "Y".																													
		Nota: Esta hoja de cálculo solo es aplicable si el perfil es compacto tanto en alma como en patin, también se recomienda revisar si es aplicable la norma de resistencia a cortante y las deflexiones permisibles de la estructura																											
Propiedades externas de la viga a diseñar																													
Largo de la viga:	400.00 cm	Carga "W" uniformemente repartida en la viga de la combinación de cargas máxima.	0.00 kg-cm																										
Coefficiente Cb:	1.14																												
Fy del acero	3,515.00 kg/cm ²																												
Modulo de elasticidad "E"	2,100,000.00 kg/cm ²																												
Propiedades del perfil seleccionado																													
Perfil "IPR":	IPR 06 x 13.60	P/g x kg/ml	Nota: Seleccione un perfil para poder evaluarlo a flexión y a cortante																										
		<table border="1"> <tr><td>Area</td><td>17.30 cm²</td></tr> <tr><td>Peralte</td><td>15.00 cm</td></tr> <tr><td>tw del alma</td><td>0.43 cm</td></tr> <tr><td>bf del patin</td><td>10.00 cm</td></tr> <tr><td>tf del patin</td><td>0.55 cm</td></tr> <tr><td>T</td><td>12.10 cm</td></tr> <tr><td>k</td><td>1.40 cm</td></tr> <tr><td>k1</td><td>1.00 cm</td></tr> <tr><td>g</td><td>6.00 cm</td></tr> <tr><td>g1</td><td>4.50 cm</td></tr> <tr><td>bf/2tf</td><td>9.10 relacion</td></tr> <tr><td>d/tw</td><td>34.70 relacion</td></tr> <tr><td>rt</td><td>2.60 cm</td></tr> </table>		Area	17.30 cm ²	Peralte	15.00 cm	tw del alma	0.43 cm	bf del patin	10.00 cm	tf del patin	0.55 cm	T	12.10 cm	k	1.40 cm	k1	1.00 cm	g	6.00 cm	g1	4.50 cm	bf/2tf	9.10 relacion	d/tw	34.70 relacion	rt	2.60 cm
Area	17.30 cm ²																												
Peralte	15.00 cm																												
tw del alma	0.43 cm																												
bf del patin	10.00 cm																												
tf del patin	0.55 cm																												
T	12.10 cm																												
k	1.40 cm																												
k1	1.00 cm																												
g	6.00 cm																												
g1	4.50 cm																												
bf/2tf	9.10 relacion																												
d/tw	34.70 relacion																												
rt	2.60 cm																												

Imagen 15: Diseño elementos secundarios de azotea del edificio de dos niveles con claros cortos, con hojas de cálculo en el programa "Microsoft Excel", en el que se observan los esfuerzos de diseño para ASD y LRFD.



I_x	683.00 cm ⁴	I_y	91.00 cm ⁴
S_x	91.00 cm ³	S_y	18.00 cm ³
r_x	6.30 cm	r_y	2.30 cm
Z_x	102.00 cm ³	Z_y	28.00 cm ³
<hr/>			
J	1.70 cm ⁴		
C_w	4,750.26 cm ⁶		
h_o	14.45 cm		
h/t_w	33.60 relacion		

Revisión de esbeltez de la viga

Esbeltez del patin: $\frac{bf}{2f} \leq 3.8 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ - "Patin compacto" Patin compacto

$3.8 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \frac{bf}{2f} \leq 1.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ - "Patin no compacto"

$3.8 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq 1.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \frac{bf}{2f}$ - "Patin esbelto"

Esbeltez del alma: $\frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ - "Alma compacta" Alma compacta

$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ - "Alma no compacta"

$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \frac{h}{t_w}$ - "Alma esbelta"

Nota: revisar que la seccion sea compacta tanto en patin como en alma, en general todas las secciones son compactas del alma a excepcion de secciones formadas por placas, pero las secciones IPR: 152x12.7, 152x13.4, 152x22.4, 203x14.9, 203x17.9, 254x49.2, 305x47.3, 305x96.8, 356x134, 356x147.4, y 533x71.5 (En mmxkg/ml) no son compactas del patin, por lo que su diseño requiere verificar la seccion F3 del Manual "IMCA".

Longitudes de diseño

L_p	98.94 cm
L_r	303.48 cm

Diseño por fluencia

a) Si $L_b \leq L_p - M_n = M_p = F_y Z_x$ = 358,530.00 kg-cm

b) Si $L_p \leq L_b \leq L_r - M_n = C_b(M_p - (M_p - .7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)) \leq M_p$ = 182,828.76 kg-cm

c) Si $L_r \leq L_b - M_n = F_c r S_x$ = 174,581.25 kg-cm

Imagen 16: Diseño elementos secundarios de azotea del edificio de dos niveles con claros cortos, con hojas de cálculo en el programa "Microsoft Excel", en el que se observan las características de la viga y los esfuerzos que es capaz de resistir está bajo diferentes situaciones de longitud de soporte.



Momento nominal 174,581.25 kg-cm

Diseño por cortante

Nota: Todos los perfiles IPR cumplen con el criterio establecido en la sección G.2 del IMCA para aceros grado 36, y todos los perfiles cumplen para acero grado 50 o $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$, con excepción de los IPR: 1118x342.4, 1016x221.8, 914x210, 838x157.5, 762x134, 610x81.9, 406x38.8, y 305x20.9 (En mmxkg/ml), pero aun así se recomienda revisar que sea aplicable la norma G.2, de lo contrario la viga no pasa por cortante, por lo que se requieren atiesadores.

Revisión si es aplicable la norma del cortante para perfiles I:	$\frac{h}{tw} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	Es aplicable
---	---	--------------

$V_n = .6F_y A_w C_v$ *Nota: La revisión se hace para almas sin atiesadores*

Cortante nominal = 10,973.13 kg

Resistencias nominales a flexion y a cortante

Valores de diseño mediante el método "ASD"	
Momento flexionante actuante (kg-cm)	Cortante actuante (kg)
94,640.00	1,892.80
Valores máximos que puede soportar la viga mediante el método "ASD"	
Momento flexionante resistente $\Omega = 1.66$ (kg-cm)	Cortante resistente $\Omega = 1.50$ (kg)
104,748.75	7,315.42
90.35%	25.87%
La sección cumple	La sección cumple

Valores de diseño mediante el método "LRFD"	
Momento flexionante último (kg-cm)	Cortante último (kg)
132,804.00	2,656.08
Valores máximos que puede soportar la viga mediante el método "LRFD"	
Momento flexionante último $\Phi = .90$ (kg-cm)	Cortante último $\Phi = 1.00$ (kg)
157,123.13	10,973.13
84.52%	24.21%
La sección cumple	La sección cumple

Imagen 17: Diseño elementos secundarios de azotea del edificio de dos niveles con claros cortos, con hojas de cálculo en el programa "Microsoft Excel", en el que se observan los esfuerzos que es capaz de resistir la viga bajo ambos métodos de diseño el ASD y LRFD, además de la eficiencia de este. Cabe mencionar que los valores en rojo son los datos ingresados por el usuario, y en azul las notas de diseño.

Para el diseño de la estructura principal se obtuvieron del análisis las solicitaciones de diseño de cada uno de los elementos estructurales componentes de la misma bajo ambos métodos, el "ASD" y el "LRFD" y sus correspondientes combinaciones de diseño, y con estas solicitaciones o esfuerzos se hizo el diseño estructural de los elementos con hojas de cálculo propias en el programa "Microsoft Excel".

Elementos estructurales del edificio de dos niveles con claros cortos para ASD						
Vigas de azotea						
Elemento	Momento maximo	Cortante maximo (kg)	Combinacion de cargas	Perfil seleccionado (plg x kg/ml)	Eficiencia (%)	
					Momento	Cortante
Viga longitudinal 1	225,853.57	2,321.20	Combo 3	IPR 8x26.8	60.03%	16.84%
Viga longitudinal 2	422,450.60	4,499.06	Combo 3	IPR 8x31.3	82.33%	29.58%
Viga transversal 1	81,717.86	767.04	Combo 4	IPR 8x19.4	41.02%	5.60%
Viga transversal 2	124,704.40	1,356.02	Combo 4	IPR 8x19.4	62.60%	9.90%
Vigas de entrepiso						
Elemento	Momento maximo	Cortante maximo (kg)	Combinacion de cargas	Perfil seleccionado (plg x kg/ml)	Eficiencia (%)	
					Momento	Cortante
Viga longitudinal 1	377,277.00	3,678.90	Combo 3	IPR 8x31.3	73.53%	24.19%
Viga longitudinal 2	490,736.08	4,870.86	Combo 3	IPR 8x31.3	95.64%	32.03%
Viga transversal 1	211,219.73	2,024.36	Combo 4	IPR 8x22.4	78.37%	13.82%
Viga transversal 2	181,534.84	1,682.11	Combo 4	IPR 8x19.4	91.13%	12.28%
Columnas						
Elemento	Momento en X maximo	Momento en Y maximo (kgcm)	Carga critica (kg)	Perfil seleccionado (plg x kg/ml)	Combinacion de cargas	Eficiencia flexocompresion
Columna 1	85,361.00	108,030.00	5,867.94	OR 6x28.30	Combo 4	48.54%
Columna 2	96,477.11	156,874.68	11,760.37	OR 6x28.30	Combo 4	71.66%
Columna 3	55,084.45	135,662.66	11,942.14	OR 6x28.30	Combo 4	59.56%
Columna 4	193,778.34	47,414.93	21,789.60	OR 6x28.30	Combo 3	87.46%

Tabla 6: Perfiles seleccionados para la estructuración del edificio de dos niveles con claros cortos, para ASD.

Dentro de la tabla se puede observar que:

1. La estructuración de los sistemas de pisos se llevó a cabo con vigas secundarias de 6 plg. de peralte tanto en azotea con un perfil de 6 plg x 13.40 kg/ml a una eficiencia de 90.35%, y en entrepiso con un perfil de 6 plg x 17.9 kg/ml a una eficiencia de 91.20% para ASD.
2. La estructuración del sistema de vigas se llevó a cabo con vigas principales de 8 plg. de peralte para facilitar las conexiones tanto en azotea como en entrepiso, en donde en promedio se alcanzó una eficiencia de 73.08% para ASD.
3. La estructuración del sistema de columnas se llevó a cabo con perfiles de 6 plg. de peralte para facilitar las conexiones tanto en azotea como en entrepiso, en donde en promedio se alcanzó una eficiencia de 66.81% para ASD.
4. La estructura pudo haber alcanzado una mayor eficiencia, pero debido a limitaciones de servicio como la distorsión y las flechas en vigas, además de condiciones de regularidad no se pudo reducir más la densidad estructural, pero en promedio se alcanzó una eficiencia de 70.99% para ASD.

Elementos estructurales del edificio de dos niveles con claros cortos para LRFD						
Vigas de azotea						
Elemento	Momento maximo	Cortante maximo (kg)	Combinacion de cargas	Perfil seleccionado (plg x kg/ml)	Eficiencia (%)	
					Momento	Cortante
Viga longitudinal 1	268,648.98	3,057.54	Combo 1	IPR 8x22.4	87.55%	13.92%
Viga longitudinal 2	535,458.68	6,078.09	Combo 1	IPR 8x26.8	94.88%	29.40%
Viga transversal 1	140,421.50	1,579.15	Combo 4	IPR 8x19.4	32.15%	4.59%
Viga transversal 2	96,064.46	944.05	Combo 4	IPR 8x19.4	47.00%	7.68%
Vigas de entrepiso						
Elemento	Momento maximo	Cortante maximo (kg)	Combinacion de cargas	Perfil seleccionado (plg x kg/ml)	Eficiencia (%)	
					Momento	Cortante
Viga longitudinal 1	435,651.44	4,342.95	Combo 3	IPR 8x26.8	77.19%	21.01%
Viga longitudinal 2	568,922.02	5,761.80	Combo 3	IPR 8x31.3	73.92%	25.26%
Viga transversal 1	290,219.73	2,800.36	Combo 4	IPR 8x19.4	97.13%	13.63%
Viga transversal 2	212,362.55	1,989.77	Combo 4	IPR 8x19.4	71.07%	9.68%
Columnas						
Elemento	Momento en X maximo	Momento en Y maximo (kgcm)	Carga critica (kg)	Perfil seleccionado (plg x kg/ml)	Combinacion de cargas	Eficiencia flexocompresion
Columna 1	96,083.69	105,883.96	7,162.86	OR 6x28.30	Combo 4	34.41%
Columna 2	110,402.08	156,874.68	14,073.32	OR 6x28.30	Combo 4	48.61%
Columna 3	19,885.71	153,667.67	16,315.15	OR 6x28.30	Combo 3	35.72%
Columna 4	46,450.81	193,778.34	26,151.18	OR 6x28.30	Combo 3	63.46%

Tabla 7: Perfiles seleccionados para la estructuración de edificio de dos niveles con claros cortos, para LRFD.

Dentro de la tabla se puede observar que:

1. La estructuración de los sistemas de pisos se llevó a cabo con vigas secundarias de 6 plg. de peralte tanto en azotea con un perfil de 6 plg x 13.40 kg/ml a una eficiencia de 84.52%, y en entrepiso con un perfil de 6 plg x 17.9 kg/ml a una eficiencia de 86.17% para LRFD.
2. La estructuración del sistema de vigas se llevó a cabo con vigas principales de 8 plg. de peralte para facilitar las conexiones tanto en azotea como en entrepiso, en donde en promedio se alcanzó una eficiencia de 72.61% para LRFD.
3. La estructuración del sistema de columnas se llevó a cabo con perfiles de 6 plg. de peralte para facilitar las conexiones tanto en azotea como en entrepiso, en donde en promedio se alcanzó una eficiencia de 45.55% para LRFD.
4. La estructura pudo haber alcanzado una mayor eficiencia, pero debido a limitaciones de servicio como la distorsión y las flechas en vigas, además de condiciones de regularidad no se pudo reducir más la densidad estructural, pero en promedio se alcanzó una eficiencia de 63.59% para LRFD.

Al utilizar ambos métodos de diseño se puede observar que:



1. Al elegir el sistema estructural adecuado se puede optimizar mucho la estructura, ya que de lo contrario si se eligiese un sistema estructural inadecuado, este podría resultar en una densidad estructural mayor y en un sistema en el que el diseño no este dado por los esfuerzos de diseño, si no por estados límites de servicio como flechas, vibraciones y distorsiones.

2. Las condiciones de regularidad también dificultan mucho la eficiencia de una estructura, ya que no se puede elegir un perfil diferente para cada viga, columna o conexión de la estructura, puesto que esto sería muy difícil de fabricar y aumentaría el costo de la estructura el especificar un sin fin de perfiles en los planos estructurales.

3. Las condiciones de regularidad que se hicieron como por ejemplo, separar en grupos a las columnas de esquina e intermedias, y a las vigas en grupos de longitudinales y transversales de borde e interiores ayuda mucho a cumplir con las distorsiones de la estructura y las excentricidades de sismo tienden a ser cero, sin mencionar que facilitan mucho el análisis, diseño y dibujo.

4. En el diseño de vigas “IPR” casi siempre rige el diseño por flexión y no el cortante, puesto que casi todos los perfiles comerciales de acero “IPR” no presentan esbelteces en el alma.

5. Sin embargo para otro tipo de perfiles, como por ejemplo los “OR” hay veces que las esbelteces si afectan mucho en el diseño de este tipo de perfiles.

6. A primera vista se puede observar que si se pudo reducir la densidad estructural con el método LRFD, pero no se pudo hacer más eficiente la estructura debido a que esta también tiene que cumplir con los mismos requerimientos de servicio que en el ASD, lo que limita mucho su diseño.

A continuación se presentan las densidades estructurales para ambos métodos, el ASD y el LRFD.

4.1.9.- Densidad estructural

Densidad estructural del edificio de dos niveles con claros cortos para ASD.

A continuación se presenta la estructuración final del edificio de dos niveles con claros cortos para el método ASD.

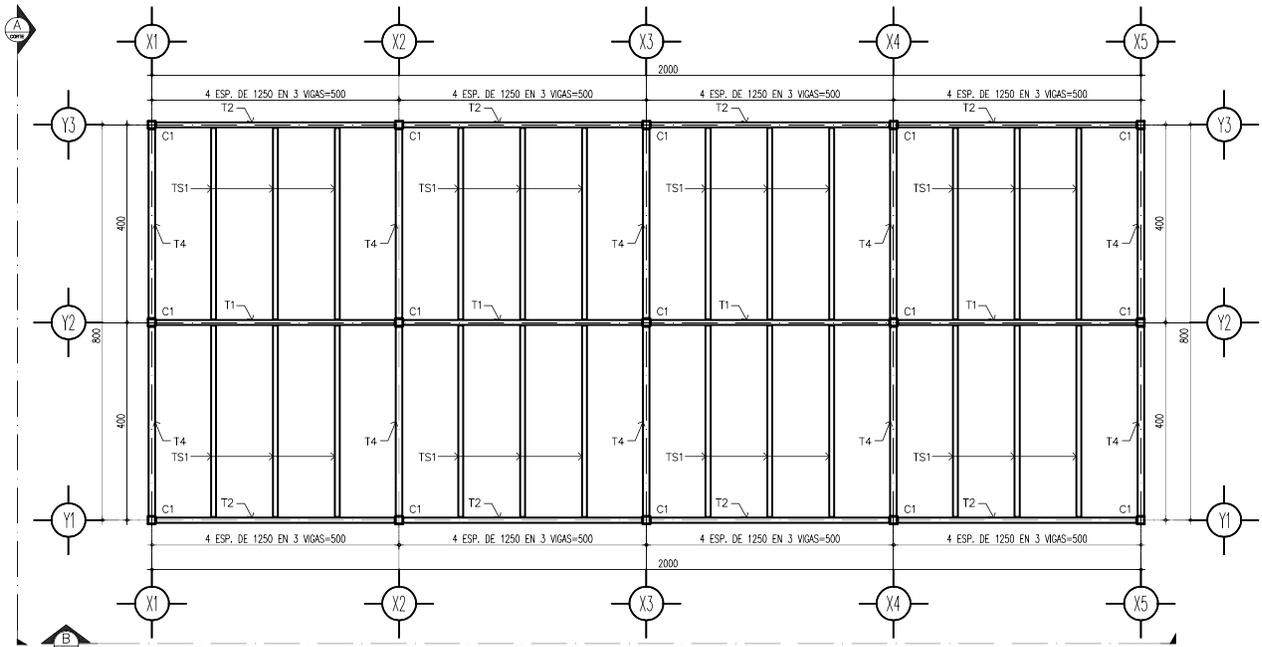


Imagen 20: Planta estructural del edificio de dos niveles con claros cortos por el método ASD.

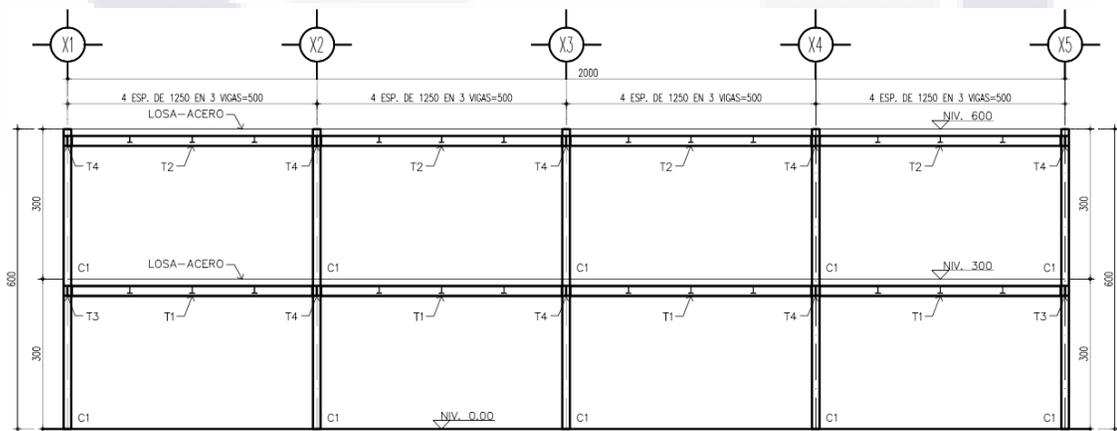


Imagen 21: Corte B-elevación longitudinal del edificio de dos niveles con claros cortos por el método ASD.



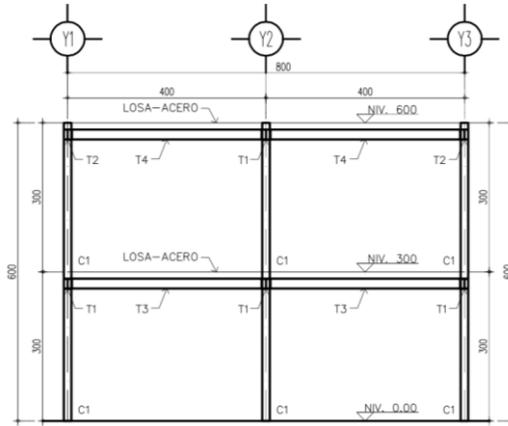


Imagen 22: Corte A-elevación transversal del edificio de dos niveles con claros cortos por el método ASD.

De la estructuración se pueden obtener los siguientes datos:

1. El peso de la estructura principal sin contar la losa-acero y las conexiones es de aproximadamente 10,454.397 kg. para el método ASD, con una densidad estructural de 65.340 kg/m².
2. La densidad estructural de este edificio sin contar conexiones, efectuada mediante el método ASD es aproximadamente 4.77% mayor que la efectuada por el método LRFD.
3. El peso de la estructura principal contando las placas y tornillos de conexión es de aproximadamente 11,094.697 kg. Para el método ASD, con una densidad estructural de 69.341 kg/m².
4. La densidad estructural de este edificio contando conexiones, efectuada mediante el método ASD es aproximadamente 5.09% mayor que la efectuada por el método LRFD.

Nomenglatura	Perfil
T1	IPR 8x31.3
T2	IPR 8x26.8
T3	IPR 8x22.4
T4	IPR 8x19.4
TS1	IPR 6x13.4
TS2	IPR 6x17.9
C1	OR 6x28.3

Tabla 8: Perfiles seleccionados para la estructuración de los edificios, tanto para ASD como para LRFD.

Densidad estructural del edificio de dos niveles con claros cortos para LRFD.

A continuación se presenta la estructuración final del edificio de dos niveles con claros cortos para el método LRFD.

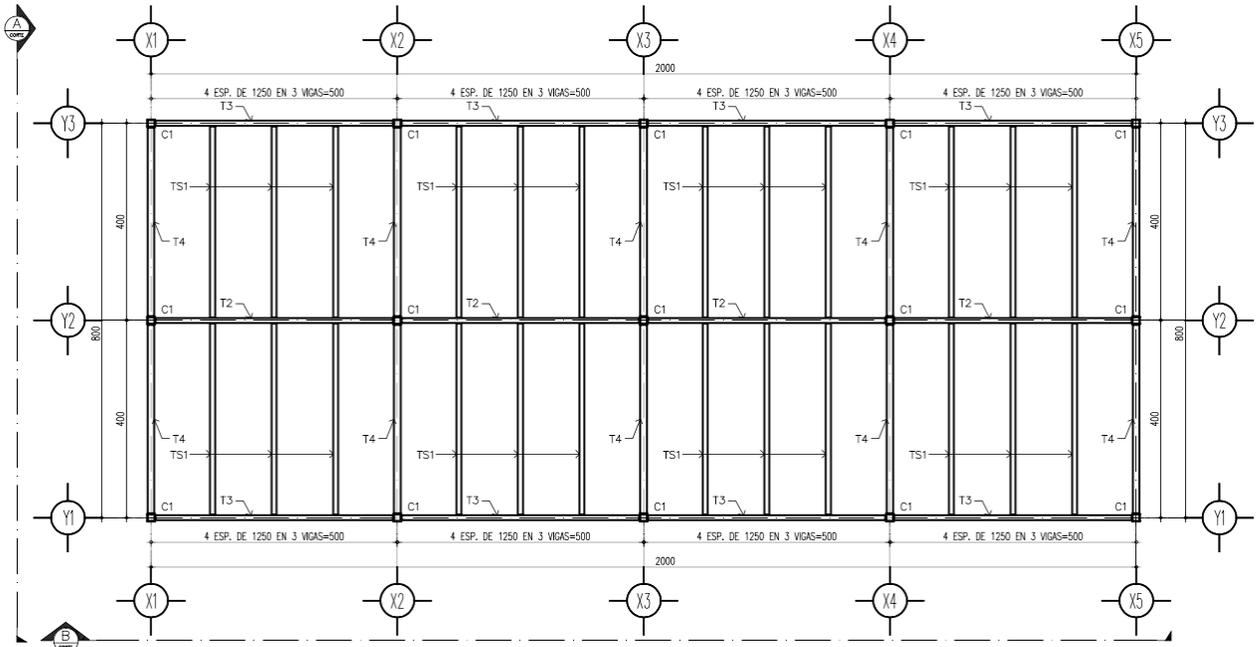


Imagen 23: Planta estructural del edificio de dos niveles con claros cortos por el método LRFD.

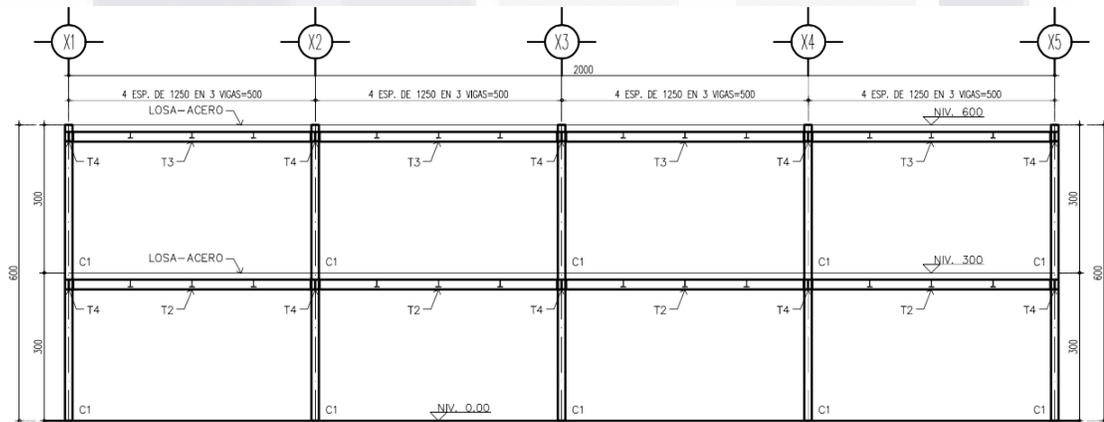


Imagen 24: Corte B-elevación longitudinal del edificio de dos niveles con claros cortos por el método LRFD.



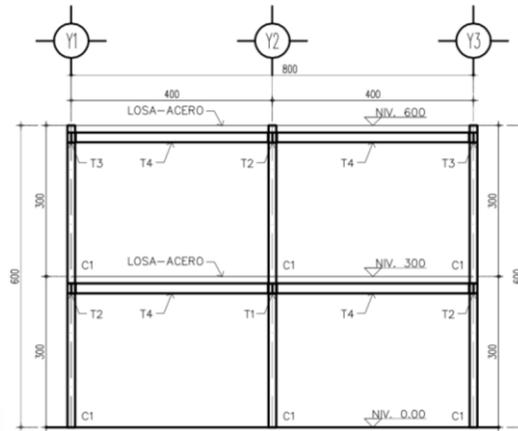


Imagen 25: Corte A-elevación transversal del edificio de dos niveles con claros cortos por el método LRFD.

De la estructuración se pueden obtener los siguientes datos:

1. El peso de la estructura principal sin contar la losa-acero y las conexiones es de aproximadamente 9,978.391 kg. para el método LRFD, con una densidad estructural de 62.365 kg/m².
2. La densidad estructural de este edificio sin contar conexiones efectuada mediante el método ASD es aproximadamente 4.77% mayor que la efectuada por el método LRFD.
3. El peso de la estructura principal contando las placas y tornillos de conexión es de aproximadamente 10,554.391 kg. Para el método LRFD, con una densidad estructural de 65.965 kg/m².
4. La densidad estructural de este edificio contando conexiones efectuada mediante el método ASD es aproximadamente 5.09% mayor que la efectuada por el método LRFD.

Nomenclatura	Perfil
T1	IPR 8x31.3
T2	IPR 8x26.8
T3	IPR 8x22.4
T4	IPR 8x19.4
TS1	IPR 6x13.4
TS2	IPR 6x17.9
C1	OR 6x28.3

Tabla 8: Perfiles seleccionados para la estructuración de los edificios, tanto para ASD como para LRFD.

4.2.- Segunda estructura: Edificio de claros largos:

El cual es un edificio de dos niveles con claros largos, con un sistema de piso tipo losa-acero resuelto a base de columnas con perfiles tipo “HSS”, vigas secundarias tipo “IPR” conectadas semirrígidamente con soldadura a las vigas principales también tipo “IPR” las cuales están conectadas rígidamente con soldadura a las columnas y estas a la vez están apoyadas sobre un sistema de zapatas aisladas ancladas con pernos y una placa base independiente en cada una de las columnas.

4.2.1.- Descripción del proyecto en general

Es un edificio de dos niveles a base de marcos tridimensionales de acero como se describió anteriormente, con un sistema de piso tipo losa acero, con un sistema de cimentación de zapatas aisladas, el cual está destinado a uso tipo de “Gimnasio” por lo que las cargas vivas serán grandes, que será construido en Aguascalientes, cuyo coeficiente sísmico es aproximadamente $c=0.105$, y el cual es una estructura del grupo tipo “B” para sismo y viento. (Código Municipal de Aguascalientes, 2015)

4.2.2.- Descripción arquitectónica del proyecto

Es un edificio de dos niveles de altura de 3 metros en cada nivel, y una profundidad de cimentación de 1 metro, las dimensiones en planta son de 10 metros en dos crujías en dirección “Y”, y 12 metros en dos crujías en dirección “X” con escaleras adyacentes a la construcción, las cuales no representan modificaciones a la estructura principal, se dice que es de claros largos por que la relación del largo de las vigas entre las altura libre de piso es igual o mayor a dos.

A continuación se presenta de manera muy burda la distribución de elementos estructurales principales del edificio:

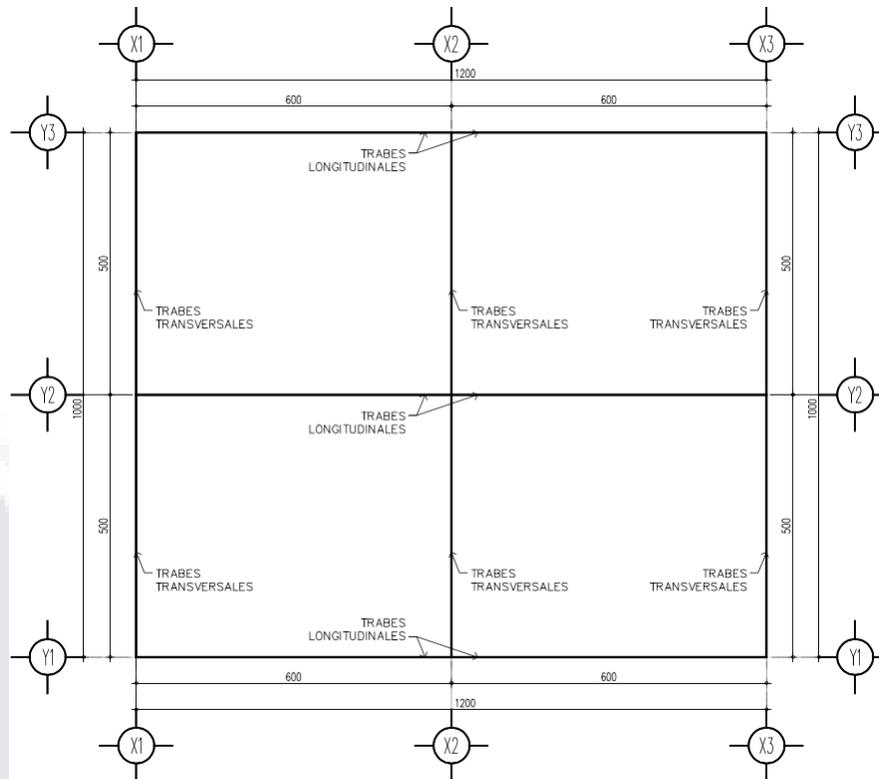


Imagen 26: Planta general del edificio de dos niveles con claros largos.

Y cuyas elevaciones se presentan a continuación:

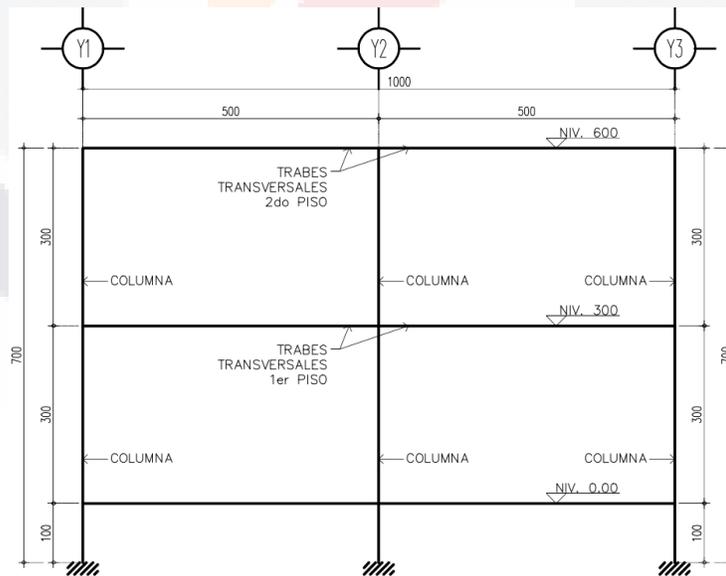


Imagen 27: Elevación transversal del edificio de dos niveles con claros largos.

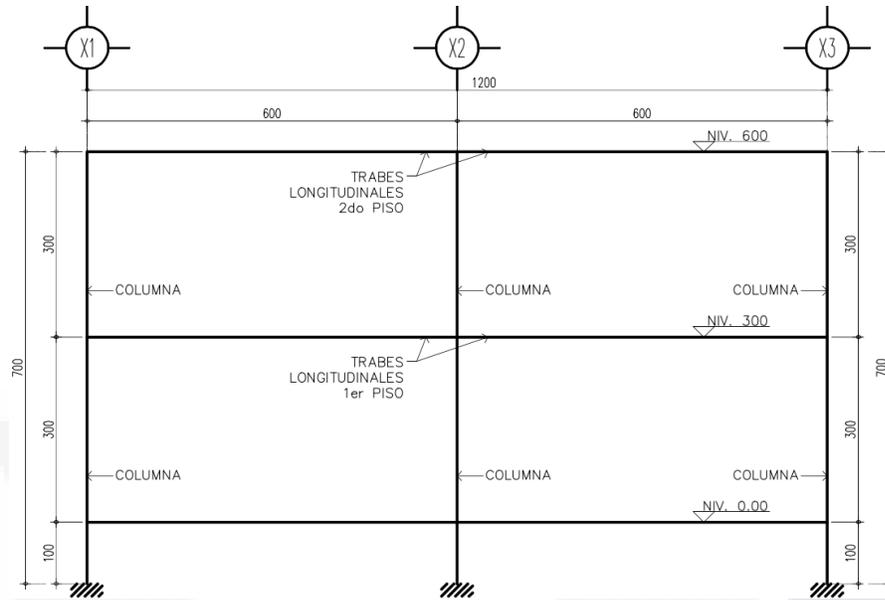


Imagen 28: Elevación longitudinal del edificio de dos niveles con claros largos.

4.2.3.- Reglamentos utilizados para el diseño

Reglamento para las construcciones del D.F. NTC-2004- Sismo y Viento.

Manual de construcción en acero, IMCA 5ta. Edición (normas AISC-ASD y LRFD).

Manual de diseño de obras civiles CFE, Sismo y Viento.

Código Urbano del Municipio de Aguascalientes, Título Sexto.

4.2.4.- Materiales

Acero en estructura ASTM-A36: $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

Acero en estructura ASTM-A50: $f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$

Concreto en cimentación y losa acero $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

4.2.5.- Cargas

Se entenderá como “carga” a toda fuerza o acción que obre de alguna manera en la estructura, ya sea estática como la carga muerta del edificio ó sea su peso propio, o dinámicas como el sismo y el viento. (Codigo Municipal de Aguascalientes, 2015)(Comision Federal de Electricidad, 2008)(Comision Federal de Electricidad



2008b)(Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, 2014)(Codigo de construcción del Distrito Federal (R.C.D.F.) 2004a)(Codigo de construcción del Distrito Federal (R.C.D.F.) 2004b)(Codigo de construcción del Distrito Federal (R.C.D.F.) 2004c)

1. Cargas muertas

Es el peso propio de la estructura más el peso de la losa de acero, muros, acabados, instalaciones, y elementos secundarios que de alguna manera ejerzan fuerzas permanentes sobre la estructura.(Roberto Meli Piralla, 2014)

2. Cargas vivas

Son las acciones que de alguna manera ejercen una fuerza dentro de la estructura por un cierto periodo de tiempo debido a su tipo de uso, que tal vez no sean permanentes pero a la larga representan un buen porcentaje de las acciones que la estructura tiene que soportar, como por ejemplo los muebles dentro de ella, o en este caso el peso de los aparatos del gimnasio.

3. Cargas de viento

Se obtendrán las fuerzas de diseño en base al programa viento de la CFE, el cual marca que para una estructura del grupo B de acuerdo a su importancia (Periodo de retorno $T_R = 50$ años, $V_R = 130$ km/hr) y además es una estructura tipo 1 de acuerdo a su respuesta ante la acción del viento (o sea poco sensibles a las ráfagas y efectos dinámicos del viento), y que cae en una categoría de terreno según su rugosidad: 2, y la clase de estructura según su tamaño: C ($F_c = 0.90$) se obtiene una presión de diseño de $48.36C_p \text{ kg/m}^2$.

En donde la presión de diseño está dada por la presión dinámica de base afectada por un coeficiente de presión (C_p) que depende de la forma estructural y de la zona de la misma donde se quiera aplicar la presión; así como factores que dependen del área tributaria (K_A) y condiciones locales (K_L), esto en base al Manual de diseño de obras civiles CFE de viento. (Comisión Federal de Electricidad 2008b)(Codigo de construcción del Distrito Federal (R.C.D.F.) 2004b)

4. Cargas de sismo

Se obtendrán las fuerzas de diseño sísmico con el método estático y en donde se tomara en cuenta el Código Urbano de Aguascalientes que marca un coeficiente sísmico de diseño en la zona de bajo riesgo con terreno tipo I: $c=0.105$, y de acuerdo a la estructura la cual cae en el grupo B, por lo que $c= 0.105(1.0)=0.105$ además de que se utilizaran factores de ductilidad $Q= 2$ en ambos sentidos de acuerdo a lo establecido en el artículo 207 del reglamento para las construcciones del D.F. NTC-2004- Sismo y Viento. (Comision Federal de Electricidad 2008a)(Comision Federal de Electricidad 2008b)

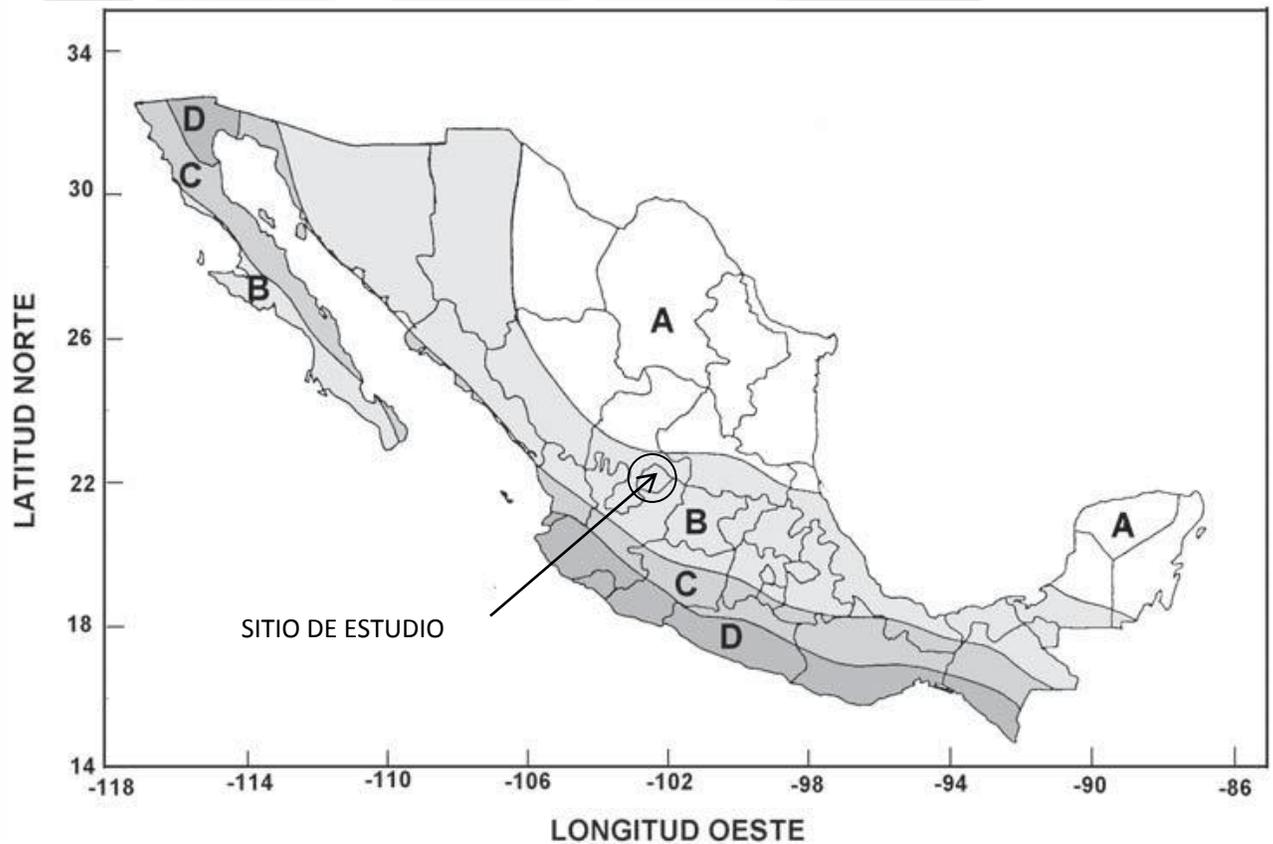


Imagen 29: Ubicación del edificio de claros largos dentro de los Estados Unidos Mexicanos, para sismos.

Resumen de cargas

A continuación se presenta un resumen del valor de las cargas que se utilizarán para el análisis y diseño de la estructura:

Cargas en la estructura		
Carga Muerta		
	Azotea	403.20 kg/m ²
	Entrepiso	313.35 kg/m ²
Carga Viva		
Carga viva media	Azotea	15.00 kg/m ²
	entrepiso	40.00 kg/m ²
Carga viva instantánea	Azotea	70.00 kg/m ²
	entrepiso	250.00 kg/m ²
Carga viva máxima	Azotea	100.00 kg/m ²
	entrepiso	350.00 kg/m ²
Carga debida al viento		
	Lateral	48.36 Cp. kg/m ²
Carga debida al sismo		
Azotea	Fix	3,886.00 kg
	eiy	1.00 m
	Fiy	3,886.00 kg
	eix	1.20 m
Entrepiso	Fix	2,644.00 kg
	eiy	1.00 m
	Fiy	2,644.00 kg
	eix	1.20 m

Tabla 9: Cargas en el edificio de dos niveles con claros largos.

4.2.6.- Esfuerzos admisibles

Los esfuerzos admisibles para el diseño de elementos metálicos (acero A-36, A-50) serán los indicados en los procedimientos de diseño del “Manual de construcción en acero” editado por el “IMCA” (Instituto mexicano de la construcción en acero), para el “*Método de los esfuerzos de trabajo o de esfuerzos permisibles o teoría elástica o ASD por sus siglas en inglés Allowable Stress Design (Diseño por esfuerzos admisibles)*” y el “*Método de la resistencia o método de factores de carga y de reducción de resistencia o teoría*



plástica o LRFD por sus siglas en ingles Load and Resistance Factor Design (Cargas y Factores de Resistencia para el Diseño)” y que estas a su vez derivan de las normas AISC. (Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, 2014)(American institute of steel construction n.d.)(American institute of steel construction n.d.)

4.2.7.- Combinaciones de cargas

Para el método “ASD” las combinaciones de cargas para el análisis y diseño son:

$M+.75V$
$M+Va$
$M+.75Va+.5Vi$
$M+Va+S+.3S$

Tabla 1: Combinaciones de cargas para “ASD”

Para el método “LRFD” las combinaciones de cargas para el análisis y diseño son:

$1.4M+V$
$1.2M+1.6Va+.5(N \text{ o } E)$
$1.2M+1.6Va+.5Vi$
$1.2M+1.2Va+S+.3S$

Tabla 3: Combinaciones de cargas para “LRFD”

4.2.8.- Métodos de cálculo

El análisis se llevó a cabo con la interfaz del programa “SAP-2000” con las cargas previamente planteadas y el diseño estructural de los elementos se llevó a cabo con los algoritmos de hojas de cálculo propias en el programa “Microsoft Excel”.

Para esto se realizaron análisis de modelos representativos de los elementos de la estructura, bajo las cargas a las cuales se verá sometida esta misma, incluyendo cargas gravitacionales y laterales por sismo y viento, y con lo anterior se obtuvieron las solicitaciones para el diseño de cada uno de los elementos estructurales componentes de la misma bajo ambos métodos, el “ASD” y el “LRFD”.

La distribución de cargas gravitacionales se hizo en base a la geometría en planta de la estructura, en la cual se cargaron las vigas secundarias y estas a su vez se apoyaron en las vigas longitudinales, como se muestra en el esquema a continuación:

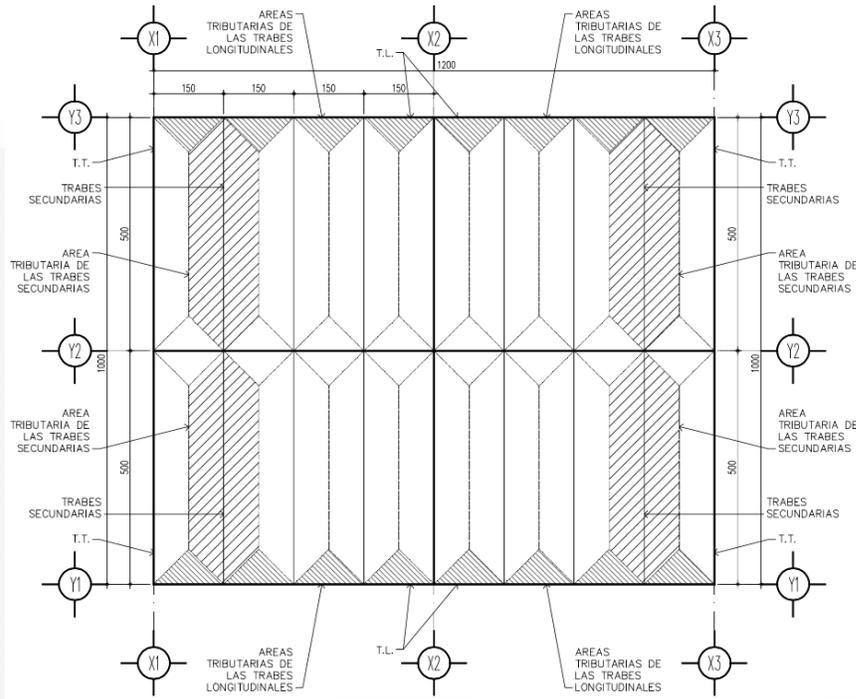


Imagen 30: Distribución de cargas en el edificio de dos niveles con claros largos.

Análisis estructural

Como se acaba de mencionar el análisis se llevó a cabo con la interfaz del programa “SAP-2000” con las cargas previamente planteadas en la tabla número 9, además de que se incluyó una carga adicional de 380 kg/ml en algunas vigas esto debido al peso de algunos muros que se tenían previamente contemplados en la arquitectura del proyecto.

Para este análisis se idealizaron modelos representativos de los elementos de la estructura en 3D, bajo las cargas a las cuales se verán sometidos los elementos de la estructura, incluyendo cargas gravitacionales y laterales por sismo y viento, cabe mencionar que el análisis sísmico se efectuó con el método simplificado y las acciones del viento se obtuvieron con el programa “De Viento de la CFE”, con lo que se obtuvieron las

solicitaciones para el diseño de cada uno de los elementos estructurales componentes de la misma bajo ambos métodos, el “ASD” y el “LRFD” y sus correspondientes combinaciones de diseño. (Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, 2014)

Adicionalmente se presentan algunas imágenes de lo efectuado con la interfaz del programa “SAP-2000”:

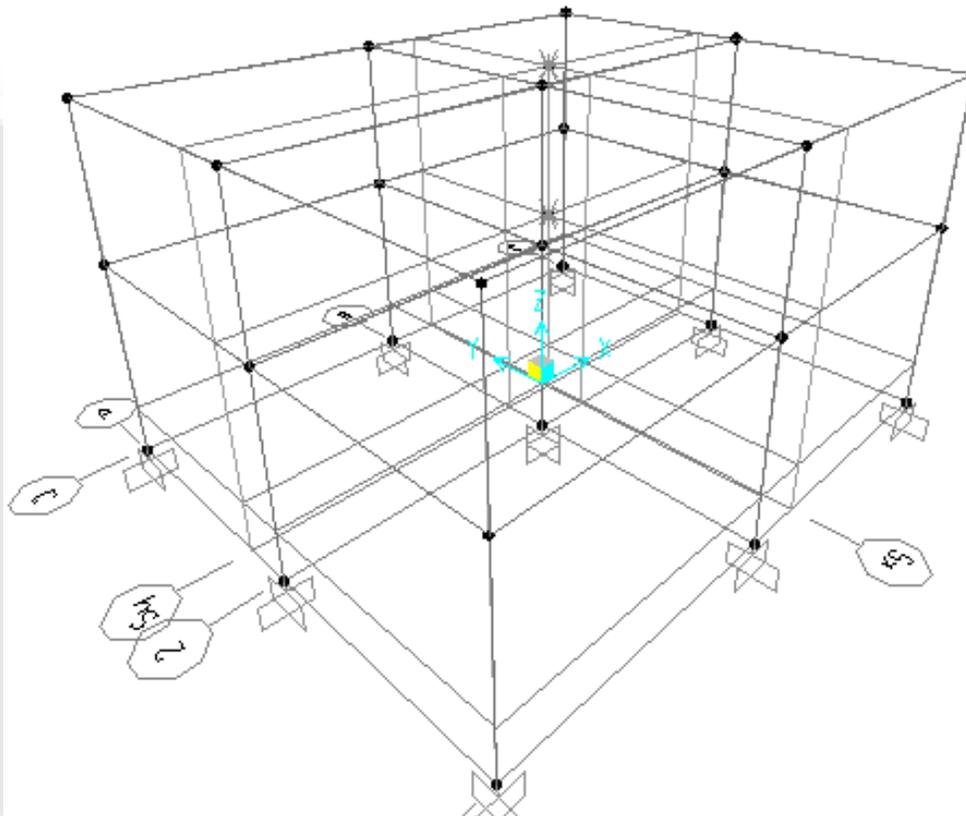


Imagen 31: Modelo en 3D en SAP-2000 del edificio de dos niveles con claros largos.

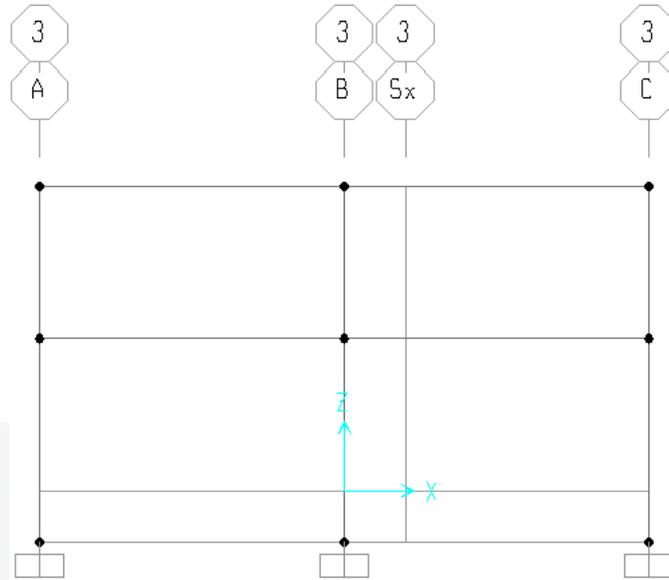


Imagen 32: Elevación longitudinal en SAP-2000 del edificio de dos niveles con claros largos.

Una vez efectuado el análisis, el diseño estructural de los elementos se llevó a cabo con los algoritmos de hojas de cálculo propias en el programa “Microsoft Excel”.

Diseño estructural

Primero se efectuó el diseño de elementos secundarios de cada piso que son la losa-acero y las vigas secundarias para ambos métodos, y estas fueron introducidas en el modelo como cargas, como se mostró anteriormente para el edificio de dos niveles con claros cortos, en las imágenes 15,16 y 17, que son imágenes de las hojas de cálculo que se utilizaron para el diseño de elementos secundarios de piso o “vigas secundarias”.

Para el diseño de la estructura principal se obtuvieron del análisis las solicitaciones de diseño de cada uno de los elementos estructurales componentes de la misma bajo ambos métodos, el “ASD” y el “LRFD” y sus correspondientes combinaciones de diseño, y con estas solicitaciones o esfuerzos se hizo el diseño estructural de los elementos con hojas de cálculo propias en el programa “Microsoft Excel”.

A continuación se presentan los esfuerzos obtenidos de los modelos efectuados con la interfaz del programa “SAP-2000”:

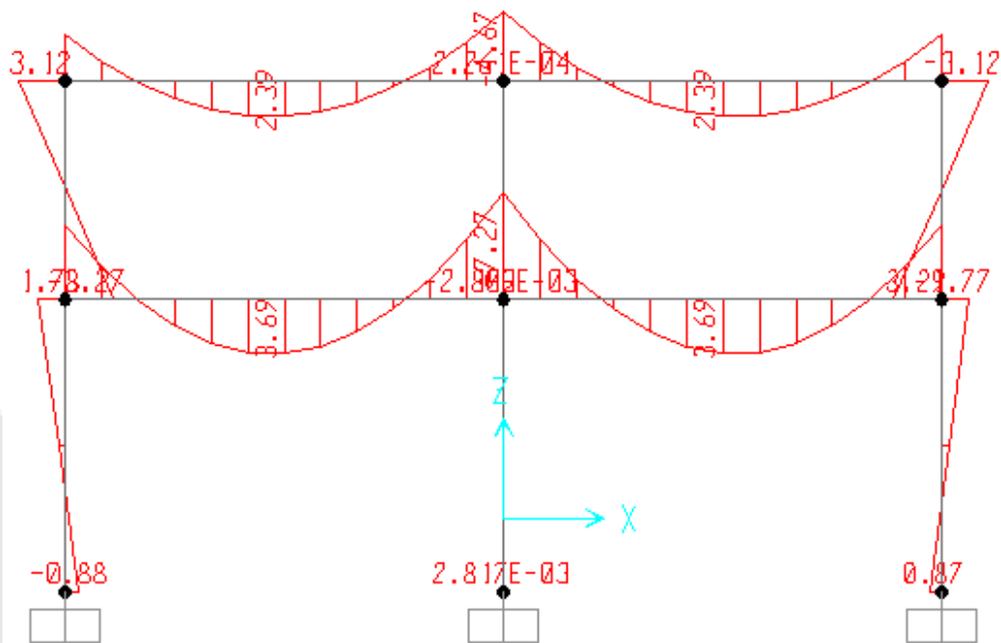


Imagen 33: Elevación longitudinal de esfuerzos en momento 3-3 para LRFD con combinación 1 en SAP-2000 del edificio de dos niveles con claros largos.

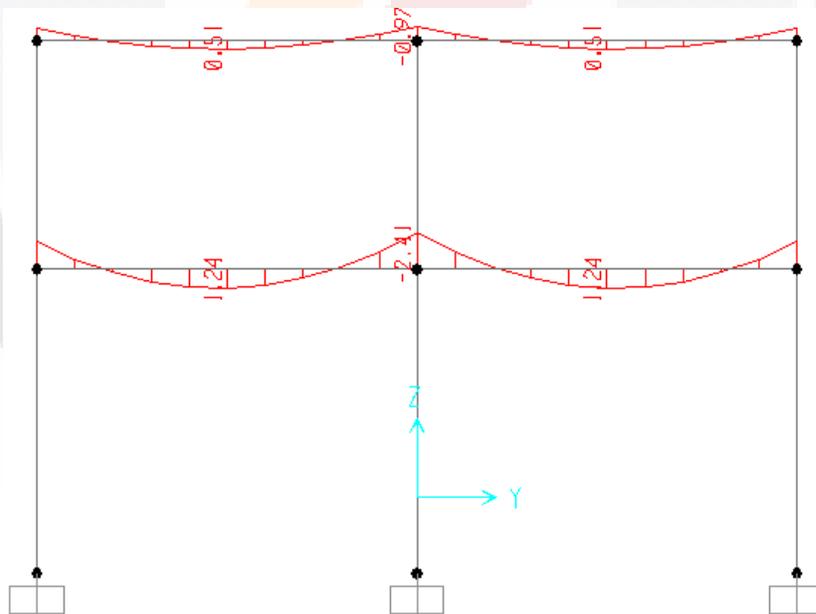


Imagen 34: Elevación transversal de esfuerzos en momento 3-3 para LRFD con combinación 1 en SAP-2000 del edificio de dos niveles con claros largos.

A continuación se presentan a manera de tablas los esfuerzos y los perfiles seleccionados para cada uno de los elementos que conforman la estructuración del edificio en cuestión, para ambos métodos, el ASD y el LRFD.

Elementos estructurales del edificio de dos niveles con claros largos para ASD						
Vigas de azotea						
Elemento	Momento máximo	Cortante máximo (kg)	Combinación de cargas	Perfil seleccionado (plg x kg/ml)	Eficiencia (%)	
					Momento	Cortante
Viga transversal 1	132,992.91	1,096.14	Combo 4	IPR 8x22.4	74.14%	7.48%
Viga transversal 2	195,224.22	1,867.66	Combo 4	IPR 8x26.8	59.17%	13.55%
Viga longitudinal 1	390,510.70	3,374.95	Combo 3	IPR 8x35.8	68.59%	24.66%
Viga longitudinal 2	741,495.43	6,602.80	Combo 3	IPR 8x46.2	82.64%	41.81%
Vigas de entrepiso						
Elemento	Momento máximo	Cortante máximo (kg)	Combinación de cargas	Perfil seleccionado (plg x kg/ml)	Eficiencia (%)	
					Momento	Cortante
Viga transversal 1	300,236.66	2,540.86	Combo 4	IPR 8x26.8	91.00%	18.44%
Viga transversal 2	275,887.95	2,399.69	Combo 4	IPR 8x26.8	83.62%	17.41%
Viga longitudinal 1	642,231.43	5,396.18	Combo 3	IPR 8x41.7	89.33%	33.95%
Viga longitudinal 2	911,371.03	7,914.47	Combo 3	IPR 8x52.1	85.95%	45.97%
Columnas						
Elemento	Momento en X máximo	Momento en Y máximo (kgcm)	Carga crítica (kg)	Perfil seleccionado (plg x kg/ml)	Combinación de cargas	Eficiencia flexocompresion
Columna 1	224,293.20	25,431.05	10,471.03	OR 8x38.39	Combo 3	38.92%
Columna 2	193,800.21	77,400.40	20,063.48	OR 8x38.39	Combo 3	54.92%
Columna 3	204,239.77	212,658.79	18,127.10	OR 8x38.39	Combo 4	69.73%
Columna 4	61,906.24	189,951.93	34,994.46	OR 8x38.39	Combo 4	69.92%

Tabla 10: Perfiles para la estructuración del edificio de dos niveles con claros largos, para ASD.

Dentro de la tabla se puede observar que:

1. La estructuración de los sistemas de piso se llevó a cabo con vigas secundarias de 8 plg. de peralte tanto en azotea con un perfil de 8 plg x 22.40 kg/ml a una eficiencia de 83.31%, y en entrepiso con un perfil de 8 plg x 26.80 kg/ml a una eficiencia de 54.54% para ASD, en la cual su diseño es definido por la flecha y no por la eficiencia, debido al largo de la viga.
2. La estructuración del sistema de vigas se llevó a cabo con vigas principales de 8 plg. de peralte para facilitar las conexiones tanto en azotea como en entrepiso, en donde en promedio se alcanzó una eficiencia de 79.31% para ASD.
3. La estructuración del sistema de columnas se llevó a cabo con perfiles de 8 plg. de peralte para facilitar las conexiones tanto en azotea como en entrepiso, puesto que las vigas

seleccionadas eran de patín ancho, en donde en promedio se alcanzó una eficiencia de 58.37% para ASD.

4. La estructura pudo haber alcanzado una mayor eficiencia, pero debido a limitaciones de servicio como la distorsión y las flechas en vigas, además de condiciones de regularidad no se pudo reducir más la densidad estructural, pero en promedio se alcanzó una eficiencia de 72.33% para ASD.

Ahora se presentara el mismo edificio pero estructurado con el método LRFD:

Elementos estructurales del edificio de dos niveles con claros largos para LRFD						
Vigas de azotea						
Elemento	Momento maximo	Cortante maximo (kg)	Combinacion de cargas	Perfil seleccionado (plg x kg/ml)	Eficiencia (%)	
					Momento	Cortante
Viga transversal 1	146,797.87	1,261.71	Combo 4	IPR 8x22.4	74.49%	6.14%
Viga transversal 2	222,763.35	2,192.93	Combo 4	IPR 8x22.4	82.79%	9.98%
Viga longitudinal 1	467,224.21	4,449.77	Combo 1	IPR 8x31.2	86.62%	19.51%
Viga longitudinal 2	955,675.99	8,962.63	Combo 1	IPR 8x41.7	88.62%	37.59%
Vigas de entrepiso						
Elemento	Momento maximo	Cortante maximo (kg)	Combinacion de cargas	Perfil seleccionado (plg x kg/ml)	Eficiencia (%)	
					Momento	Cortante
Viga transversal 1	334,657.91	2,940.65	Combo 4	IPR 8x26.8	67.62%	14.22%
Viga transversal 2	308,109.95	2,782.55	Combo 4	IPR 8x26.8	62.26%	13.46%
Viga longitudinal 1	746,221.42	6,387.44	Combo 3	IPR 8x35.9	87.37%	31.11%
Viga longitudinal 2	1,095,544.36	10,423.65	Combo 1	IPR 8x46.2	81.40%	44.00%
Columnas						
Elemento	Momento en X maximo	Momento en Y maximo (kgcm)	Carga critica (kg)	Perfil seleccionado (plg x kg/ml)	Combinacion de cargas	Eficiencia flexocompresion
Columna 1	265,377.13	84,683.46	12,958.97	OR 8x38.39	Combo 3	35.71%
Columna 2	193,840.35	83,085.83	24,027.57	OR 8x38.39	Combo 3	33.56%
Columna 3	313,386.04	47,303.40	22,158.28	OR 8x38.39	Combo 4	40.18%
Columna 4	61,937.12	189,941.31	41,993.36	OR 8x38.39	Combo 4	52.01%

Tabla 11: Perfiles para la estructuración del edificio de dos niveles con claros largos, para LRFD.

Dentro de la tabla se puede observar que:

1. La estructuración de los sistemas de pisos se llevó a cabo con vigas secundarias de 8 plg. de peralte tanto en azotea con un perfil de 8 plg x 22.40 kg/ml a una eficiencia de 71.17%, y en entrepiso con un perfil de 8 plg x 26.80 kg/ml a una eficiencia de 46.50% para LRFD, en la cual su diseño es definido por la flecha y no por la eficiencia, debido al largo de la viga.

2. La estructuración del sistema de vigas se llevó a cabo con vigas principales de 8 plg. de peralte para facilitar las conexiones tanto en azotea como en entrepiso, en donde en promedio se alcanzó una eficiencia de 78.90% para LRFD.

3. La estructuración del sistema de columnas se llevó a cabo con perfiles de 8 plg. de peralte para facilitar las conexiones tanto en azotea como en entrepiso, puesto que las vigas seleccionadas eran de patín ancho, en donde en promedio se alcanzó una eficiencia de 40.37% para LRFD.

4. La estructura pudo haber alcanzado una mayor eficiencia, pero debido a limitaciones de servicio como la distorsión y las flechas en vigas, además de condiciones de regularidad no se pudo reducir más la densidad estructural, pero en promedio se alcanzó una eficiencia de 66.05% para LRFD.

Al utilizar ambos métodos de diseño se puede observar que:

1. Al elegir el sistema estructural adecuado se puede optimizar mucho la estructura, ya que de lo contrario si se eligiese un sistema estructural inadecuado, este podría resultar en una densidad estructural mayor y en un sistema en el que el diseño no este dado por los esfuerzos de diseño, si no por estados límites de servicio como flechas, vibraciones y distorsiones.

2. Las condiciones de regularidad también dificultan mucho la eficiencia de una estructura, ya que no se puede elegir un perfil diferente para cada viga, columna o conexión de la estructura, puesto que esto sería muy difícil de fabricar y aumentaría el costo de la estructura el especificar un sin fin de perfiles en los planos estructurales.

3. Las condiciones de regularidad que se hicieron como por ejemplo, separar en grupos a las columnas de esquina e intermedias, y a las vigas en grupos de longitudinales y transversales de borde e interiores ayuda mucho a cumplir con las distorsiones de la estructura y a que las excentricidades de sismo tienden a ser cero, sin mencionar que facilitan mucho el análisis, diseño y dibujo.

4. En el diseño de vigas “IPR” casi siempre rige el diseño por flexión y no el cortante, puesto que casi todos los perfiles comerciales de acero “IPR” no presentan esbelteces en el alma.

5. Sin embargo para otro tipo de perfiles, como por ejemplo los “OR” hay veces que las esbelteces si afectan mucho en el diseño de este tipo de perfiles.

6. A primera vista se puede observar que si se pudo reducir la densidad estructural con el método LRFD, pero no se pudo hacer más eficiente la estructura debido a que esta también tiene que cumplir con los mismos requerimientos de servicio que en el ASD, lo que limita mucho su diseño.

A continuación se presentan las densidades estructurales para ambos métodos:

4.2.9.- Densidad estructural

Densidad estructural del edificio de dos niveles con claros largos para ASD.

A continuación se presenta la estructuración final del edificio de dos niveles con claros largos para el método ASD.

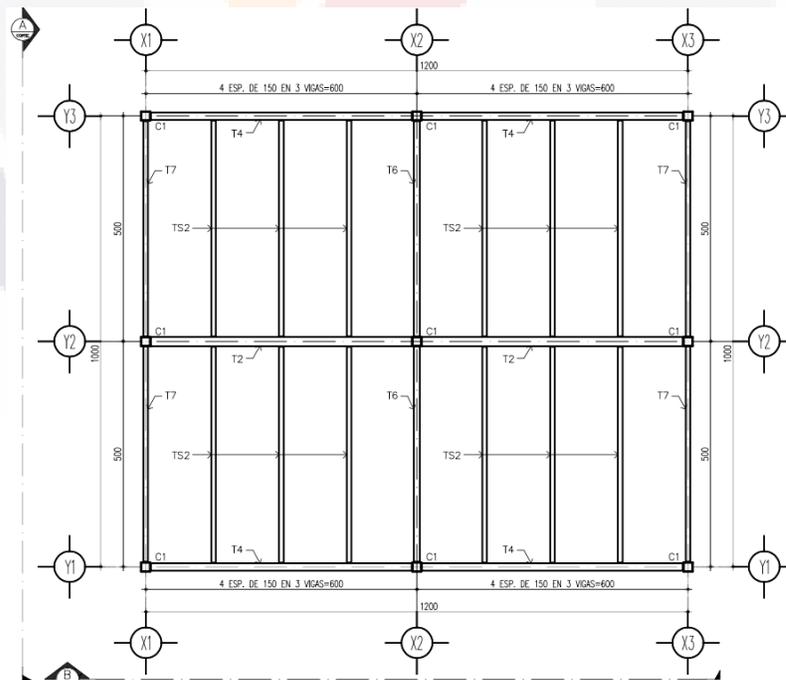


Imagen 35: Planta estructural del edificio de dos niveles con claros largos por el método ASD.

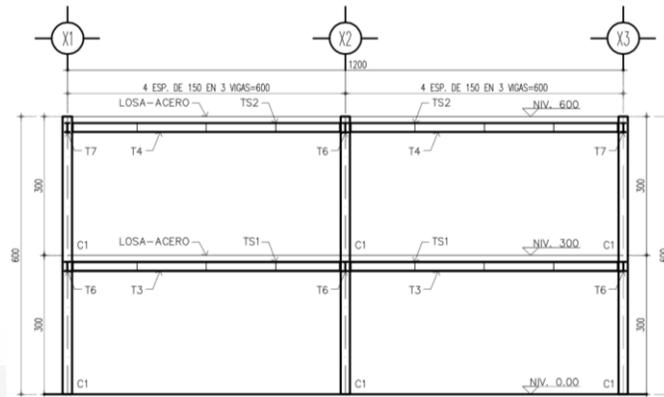


Imagen 36: Corte B-elevación longitudinal del edificio de dos niveles con claros largos por el método ASD.

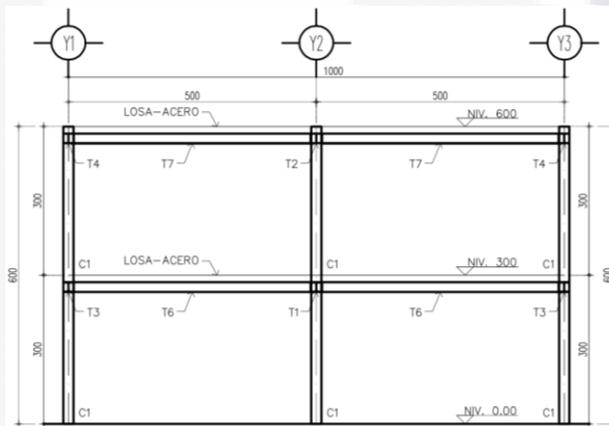


Imagen 37: Corte A-elevación transversal del edificio de dos niveles con claros largos por el método ASD.

De la estructuración se pueden obtener los siguientes datos:

1. El peso de la estructura principal sin contar la losa-acero y las conexiones es de aproximadamente 9,275.373 kg. para el método ASD, con una densidad estructural de 77.295 kg/m².
2. La densidad estructural de este edificio sin contar conexiones, efectuada mediante el método ASD es aproximadamente 4.53% mayor que la efectuada por el método LRFD.
3. El peso de la estructura principal contando las placas y tornillos de conexión es de aproximadamente 9,755.295 kg. Para el método ASD, con una densidad estructural de 81.295 kg/m².

4. La densidad estructural de este edificio contando conexiones, efectuada mediante el método ASD es aproximadamente 4.84% mayor que la efectuada por el método LRFD.

Nomenclatura	Perfil
T1	IPR 8x52.1
T2	IPR 8x46.2
T3	IPR 8x41.7
T4	IPR 8x35.9
T5	IPR 8x31.2
T6	IPR 8x26.8
T7	IPR 8x22.4
TS1	IPR 8x26.8
TS2	IPR 8x22.4
C1	OR 8x38.39

Tabla 12: Perfiles seleccionados para la estructuración de los edificios, tanto para ASD como para LRFD.

Densidad estructural del edificio de dos niveles con claros largos para LRFD.

A continuación se presenta la estructuración final del edificio de dos niveles con claros largos para el método LRFD.

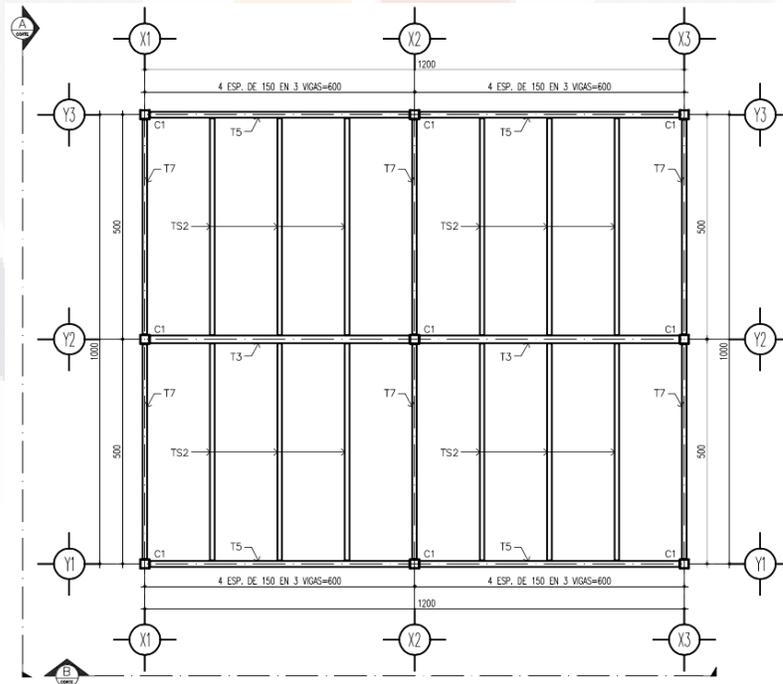


Imagen 38: Planta estructural del edificio de dos niveles con claros largos por el método LRFD.

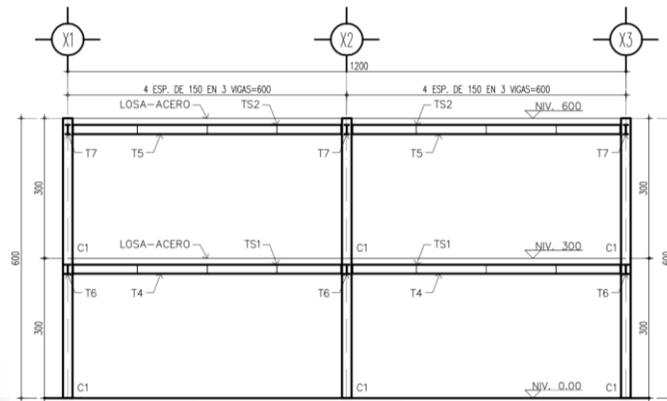


Imagen 39: Corte B-elevación longitudinal del edificio de dos niveles con claros largos por el método LRFD.

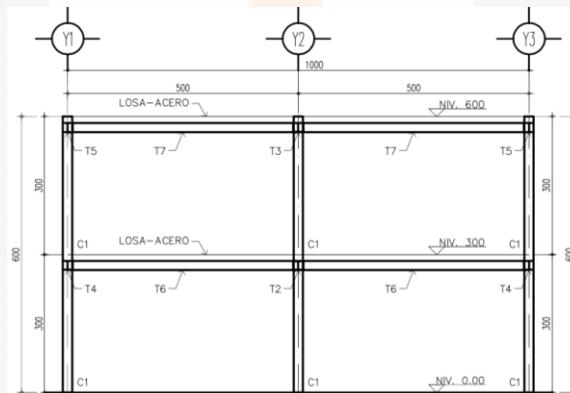


Imagen 40: Corte A-elevación transversal del edificio de dos niveles con claros largos por el método LRFD.

De la estructuración se pueden obtener los siguientes datos:

1. El peso de la estructura principal sin contar la losa-acero y las conexiones es de aproximadamente 8,873.250 kg. para el método LRFD, con una densidad estructural de 73.944 kg/m².
2. La densidad estructural de este edificio sin contar conexiones, efectuada mediante el método ASD es aproximadamente 4.53% mayor que la efectuada por el método LRFD.
3. El peso de la estructura principal contando las placas y tornillos de conexión es de aproximadamente 9,305.250 kg. Para el método LRFD, con una densidad estructural de 77.544 kg/m².



4. La densidad estructural de este edificio contando conexiones, efectuada mediante el método ASD es aproximadamente 4.84% mayor que la efectuada por el método LRFD.

Nomenclatura	Perfil
T1	IPR 8x52.1
T2	IPR 8x46.2
T3	IPR 8x41.7
T4	IPR 8x35.9
T5	IPR 8x31.2
T6	IPR 8x26.8
T7	IPR 8x22.4
TS1	IPR 8x26.8
TS2	IPR 8x22.4
C1	OR 8x38.39

Tabla 12: Perfiles seleccionados para la estructuración de los edificios, tanto para ASD como para LRFD.

4.3.- Tercera estructura: Nave industrial ligera:

La cual es una nave industrial ligera de dos aguas con claros largos, con un sistema de techo de lámina ligera apoyada sobre largueros, los cuales están apoyados a armaduras compuestas por perfiles tipo “HSS” o “PTR”, las cuales están conectadas rígidamente con soldadura a columnas con perfiles tipo IPR, las cuales a su vez están apoyadas sobre un sistema de zapatas aisladas ancladas con pernos y una placa base independiente en cada una de las columnas.

4.3.1.- Descripción del proyecto en general

Es una nave industrial ligera de dos aguas a base de marcos con armaduras de acero como se describió anteriormente, con un sistema de techo de lámina ligera, con un sistema de cimentación de zapatas aisladas, el cual está destinado a uso tipo de “Bodega” por lo que las cargas vivas en el techo serán pequeñas, que será construido en Aguascalientes, cuyo coeficiente sísmico es aproximadamente $c=0.105$, y el cual es una estructura del grupo tipo “B” para sismo y viento. (Código Municipales de Aguascalientes, 2015)

4.3.2.- Descripción arquitectónica del proyecto

Es una nave industrial ligera de dos aguas con pendiente del 16.66% a base de marcos con armaduras de acero, de altura libre de techo de 3 metros, y una profundidad de cimentación

de 1 metro, las dimensiones en planta son de 24 metros en cuatro crujeías en dirección “X”, y 12 metros en dirección “Y”, se dice que es de claros largos por que la relación del largo de las armaduras entre las altura libre de piso es igual o mayor a dos.

A continuación se presenta de manera muy burda la distribución de elementos estructurales principales de la edificación:

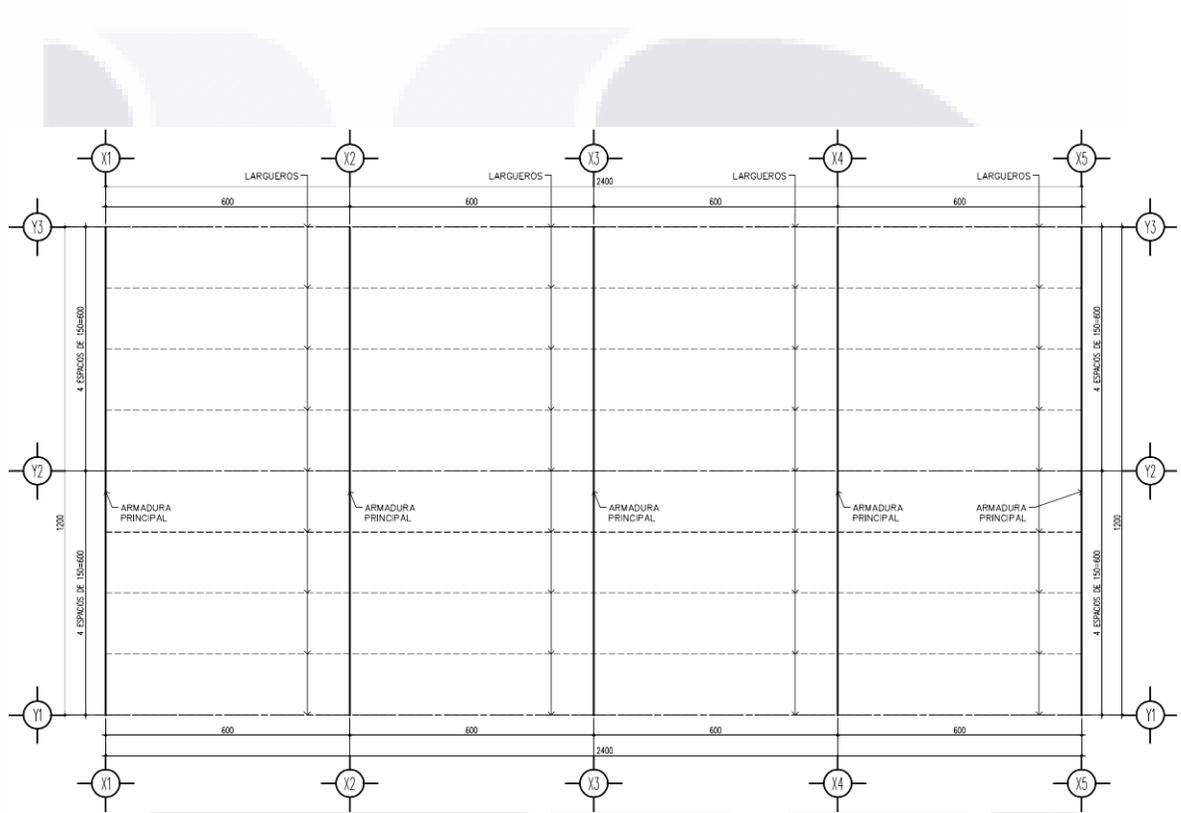


Imagen 41: Planta general de la nave industrial

Y cuyas elevaciones se presentan a continuación:



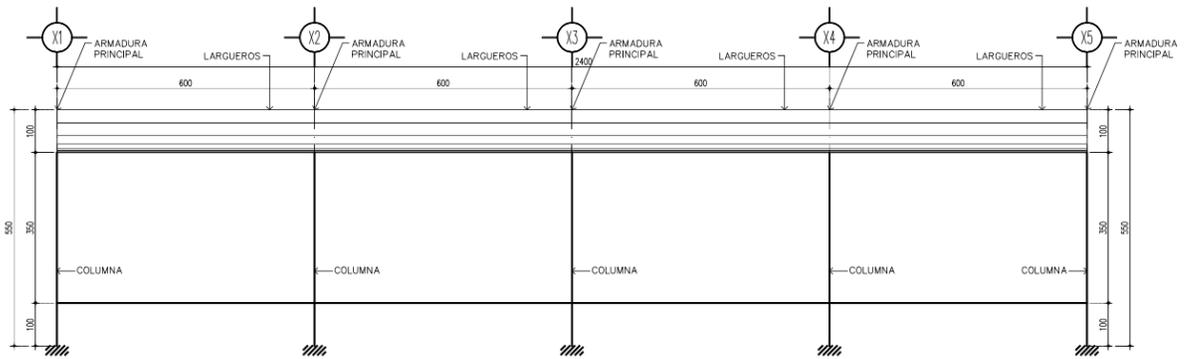


Imagen 42: Elevación longitudinal de la nave industrial

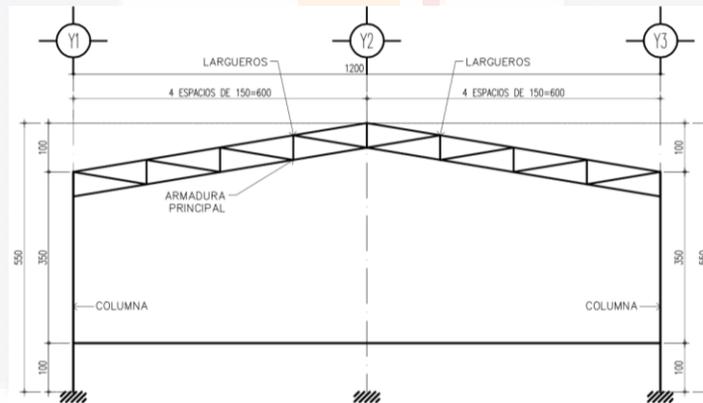


Imagen 43: Elevación transversal de la nave industrial

4.3.3.- Reglamentos utilizados para el diseño

Reglamento para las construcciones del D.F. NTC-2004- Sismo y Viento.

Manual de construcción en acero, IMCA 5ta. Edición (normas AISC-ASD y LRFD).

Manual de diseño de obras civiles CFE, Sismo y Viento.

Código Urbano del Municipio de Aguascalientes, Título Sexto.



4.3.4.- Materiales

Acero en estructura ASTM-A36:	$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$
Acero en estructura ASTM-A50:	$f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$
Concreto en cimentación	$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

4.3.5.- Cargas

Se entenderá como “carga” a toda fuerza o acción que obre de alguna manera en la estructura, ya sea estática como la carga muerta de la nave ó sea su peso propio, o dinámicas como el sismo y el viento. (Codigo Municipal de Aguascalientes, 2015)(Comision Federal de Electricidad, 2008)(Comision Federal de Electricidad 2008b)(Instituto Mexicano de la Construccion en Acero, 2014)(Codigo de construccion del Distrito Federal (R.C.D.F.) 2004a)(Codigo de construccion del Distrito Federal (R.C.D.F.) 2004b)(Codigo de construccion del Distrito Federal (R.C.D.F.) 2004c)

1. Cargas muertas

Es el peso propio de la estructura más el peso de acabados, instalaciones, y elementos secundarios como largueros, u otros elementos que de alguna manera ejerzan fuerzas permanentes sobre la estructura. (Roberto Meli Piralla, 2014)

2. Cargas vivas

Son las acciones que de alguna manera ejercen una fuerza dentro de la estructura por un cierto periodo de tiempo debido a su tipo de uso, que tal vez no sean permanentes pero a la largan representan un buen porcentaje de las acciones que la estructura tiene que soportar, como por ejemplo la carga que se debe a los procesos de reparación y utilización de la estructura.

3. Cargas de viento

Se obtendrán las fuerzas de diseño en base al programa viento de la CFE, el cual marca que para una estructura del grupo B de acuerdo a su importancia (Periodo de retorno $T_R = 50$ años, $V_R = 130 \text{ km/hr}$) y además es una estructura tipo 2 de acuerdo a su respuesta ante la

acción del viento (ósea poco sensible a las ráfagas y efectos dinámicos del viento), y que cae en una categoría de terreno según su rugosidad: 2, y la clase de estructura según su tamaño: C ($F_c = 0.90$) se obtiene una presión de diseño de $45.46C_p \text{ kg/cm}^2$.

En donde la presión de diseño está dada por la presión dinámica de base afectada por un coeficiente de presión (C_p) que depende de la forma estructural y de la zona de la misma donde se quiera aplicar la presión; así como factores que dependen del área tributaria (K_A) y condiciones locales (K_L), esto en base al Manual de diseño de obras civiles CFE de viento. (Comision Federal de Electricidad 2008b)(Codigo de construccion del Distrito Federal (R.C.D.F.) 2004b)

4. Cargas de sismo

Se obtendrán las fuerzas de diseño sísmico con el método estático y en donde se tomara en cuenta el Código Urbano de Aguascalientes que marca un coeficiente sísmico de diseño en la zona de bajo riesgo con terreno tipo I: $c=0.105$, y de acuerdo a la estructura la cual cae en el grupo B, por lo que $c= 0.105(1.0)=0.105$ además de que se utilizaran factores de ductilidad $Q= 2$ en ambos sentidos de acuerdo a lo establecido en el artículo 207 del reglamento para las construcciones del D.F. NTC-2004- Sismo y Viento. (Comision Federal de Electricidad 2008a)(Comision Federal de Electricidad 2008b)

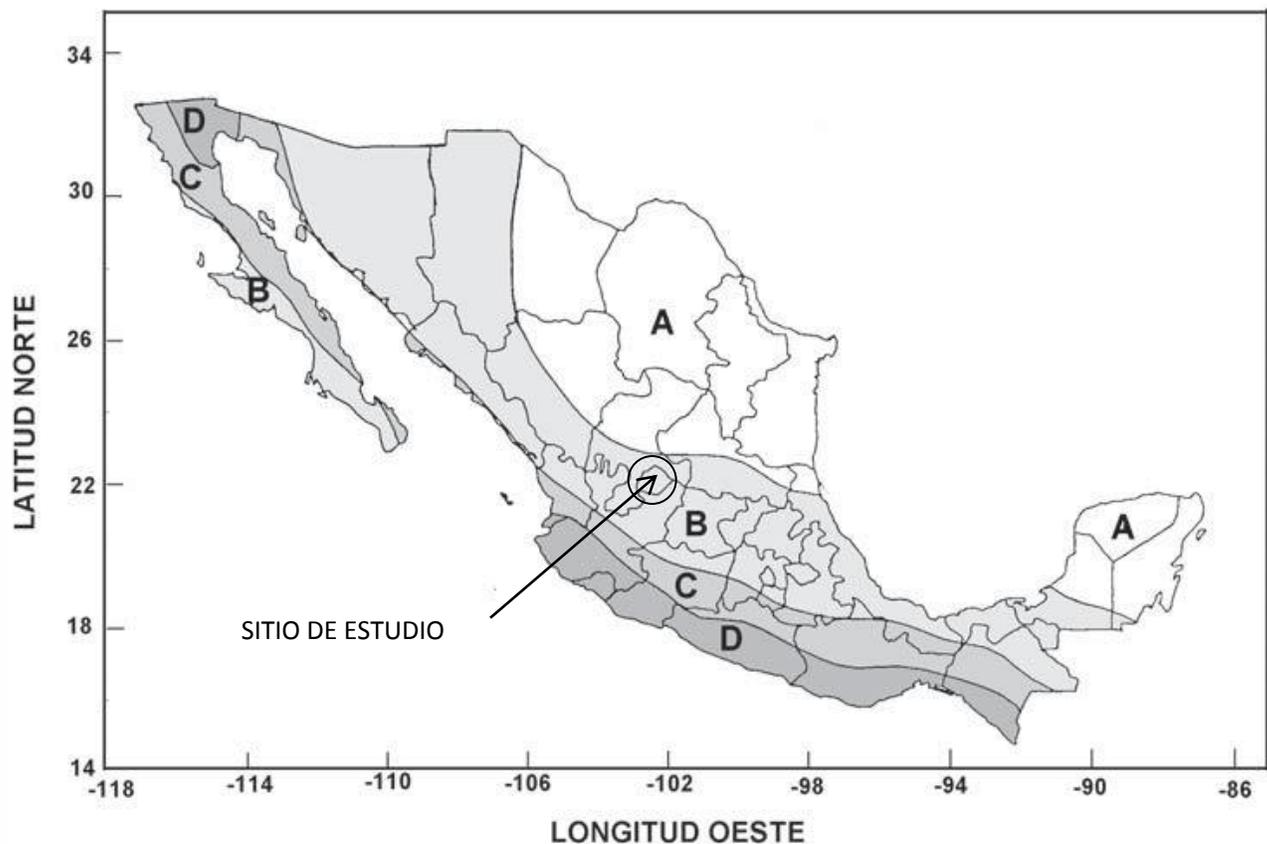


Imagen 44: Ubicación de la nave industrial dentro de los Estados Unidos Mexicanos, para sismos.

Resumen de cargas

A continuación se presenta un resumen del valor de las cargas que se utilizarán para el análisis y diseño de la estructura:

Cargas en la estructura		
Carga Muerta		
	Azotea	48.88 kg/m ²
Carga Viva		
Carga viva media	Azotea	15.00 kg/m ²
Carga viva instantánea	Azotea	70.00 kg/m ²
Carga viva máxima	Azotea	100.00 kg/m ²
Carga debida al viento		
	Lateral	45.46 Cp. kg/m ²
Carga debida al sismo		
Azotea	Fix	1,800.00 kg
	Fiy	1,800.00 kg

Tabla 13: Cargas en la nave industrial, cabe mencionar que las cargas laterales por sismos y vientos serán representadas como cargas laterales en las columnas.

4.3.6.- Esfuerzos admisibles

Los esfuerzos admisibles para el diseño de elementos metálicos (acero A-36, A-50) serán los indicados en los procedimientos de diseño del “Manual de construcción en acero” editado por el “IMCA” (Instituto mexicano de la construcción en acero), para el “Método de los esfuerzos de trabajo o de esfuerzos permisibles o teoría elástica o ASD por sus siglas en ingles Allowable Stress Design (Diseño por esfuerzos admisibles)” y el “Método de la resistencia o método de factores de carga y de reducción de resistencia o teoría plástica o LRFD por sus siglas en ingles Load and Resistance Factor Design (Cargas y Factores de Resistencia para el Diseño)” y que estas a su vez derivan de las normas AISC. (Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, 2014)(American institute of stel construction n.d.)(American institute of stel construction n.d.)

4.3.7.- Combinaciones de cargas

Para el método “ASD” las combinaciones de cargas para el análisis y diseño son:

$M+.75V$
$M+Va$
$M+.75Va+.5Vi$
$M+Va+S+.3S$

Tabla 1: Combinaciones de cargas para “ASD”

Para el método “LRFD” las combinaciones de cargas para el análisis y diseño son:

$1.4M+V$
$1.2M+1.6Va+.5(N \text{ o } E)$
$1.2M+1.6Va+.5Vi$
$1.2M+1.2Va+S+.3S$

Tabla 3: Combinaciones de cargas para “LRFD”

4.3.8.- Métodos de cálculo

El análisis se llevó a cabo con la interfaz del programa “SAP-2000” con las cargas previamente planteadas y el diseño estructural de los elementos se llevó a cabo con los algoritmos de hojas de cálculo propias en el programa “Microsoft Excel”.

Para esto se realizaron análisis de modelos representativos de los elementos de la estructura, bajo las cargas a las cuales se verá sometida esta misma, incluyendo cargas gravitacionales y laterales por sismo y viento, y con lo anterior se obtuvieron las solicitaciones para el diseño de cada uno de los elementos estructurales componentes de la misma bajo ambos métodos, el “ASD” y el “LRFD”.

La distribución de cargas gravitacionales se hizo en base a la geometría en planta de la estructura, en la cual se cargaron las armaduras como se muestra en el esquema a continuación:

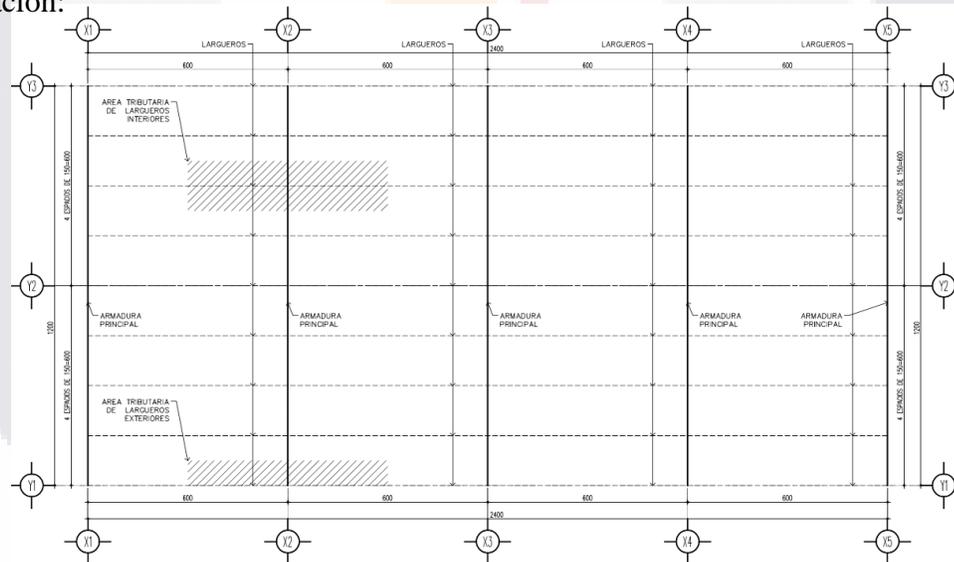


Imagen 45: Distribución de cargas en la nave industrial.

Y las cargas laterales por sismo y viento se representaron como cargas distribuidas o puntuales en las columnas.

Análisis estructural

Como se acaba de mencionar el análisis se llevó a cabo con la interfaz del programa “SAP-2000” con las cargas previamente planteadas en la tabla número 13, para este análisis se

idealizaron modelos representativos de los elementos de la estructura en 3D, bajo las cargas a las cuales se verán sometidos los elementos de la estructura, incluyendo cargas gravitacionales y laterales por sismo y viento, cabe mencionar que el análisis sísmico se efectuó con el método simplificado y las acciones del viento se obtuvieron con el programa “De Viento de la CFE”, con lo que se obtuvieron las solicitaciones para el diseño de cada uno de los elementos estructurales componentes de la misma bajo ambos métodos, el “ASD” y el “LRFD” y sus correspondientes combinaciones de diseño. (Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, 2014)

Adicionalmente se presentan algunas imágenes de lo efectuado con la interfaz del programa “SAP-2000”:

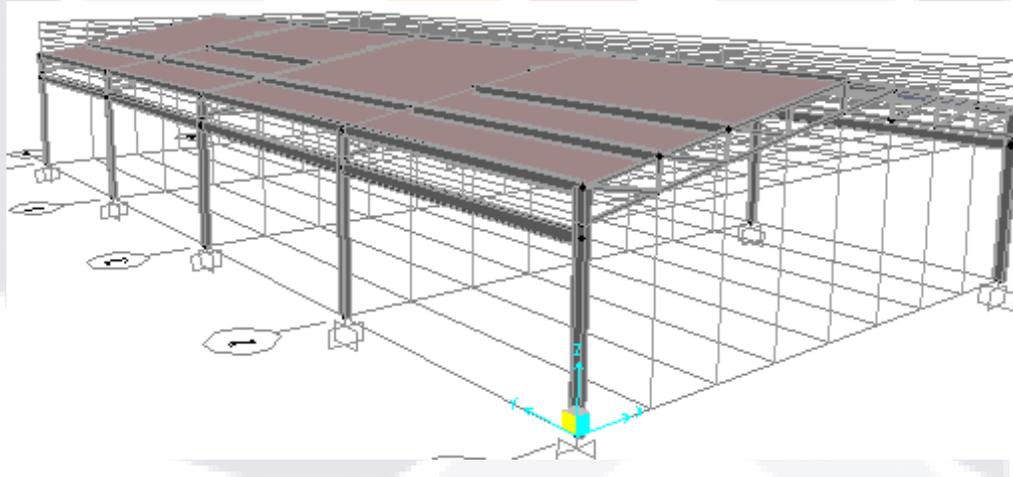


Imagen 46: Modelo en 3D en SAP-2000 de la nave industrial.

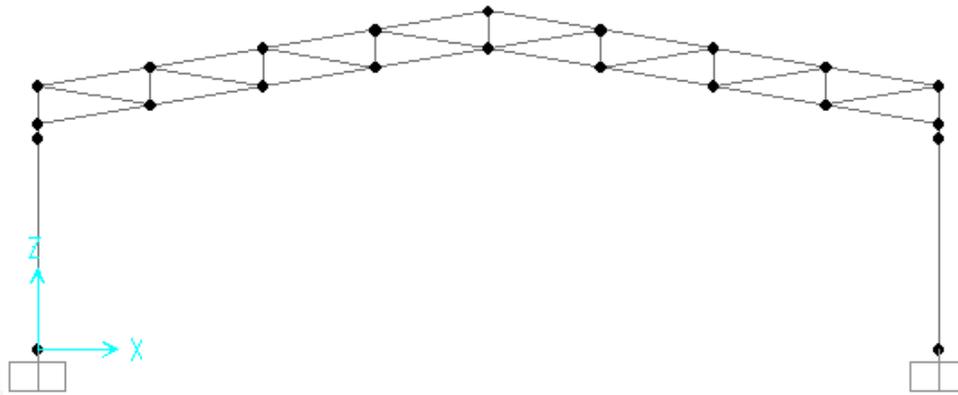


Imagen 47: Elevación transversal en SAP-2000 de la nave industrial.

Una vez efectuado el análisis, el diseño estructural de los elementos se llevó a cabo con los algoritmos de hojas de cálculo propias en el programa “Microsoft Excel”.

Diseño estructural

Primero se efectuó el diseño de elementos secundarios de techo que son los largueros, y para los cuales se seleccionó un perfil 8 x 2 ½ plg. Calibre 12, de 7.33 kg/ml, con una eficiencia de 79.27% para ASD, y una eficiencia de 73.98% para LRFD, y el calibre de la lámina, a su vez estos fueron introducidos en el modelo como cargas, como se mostró anteriormente.

Para el diseño de la estructura principal se obtuvieron del análisis las solicitaciones de diseño de cada uno de los elementos estructurales componentes de la misma bajo ambos métodos, el “ASD” y el “LRFD” y sus correspondientes combinaciones de diseño, y con estas solicitaciones o esfuerzos se hizo el diseño estructural de los elementos con hojas de cálculo propias en el programa “Microsoft Excel”.

A continuación se presentan imágenes de los esfuerzos obtenidos de los modelos efectuados con la interfaz del programa “SAP-2000”:

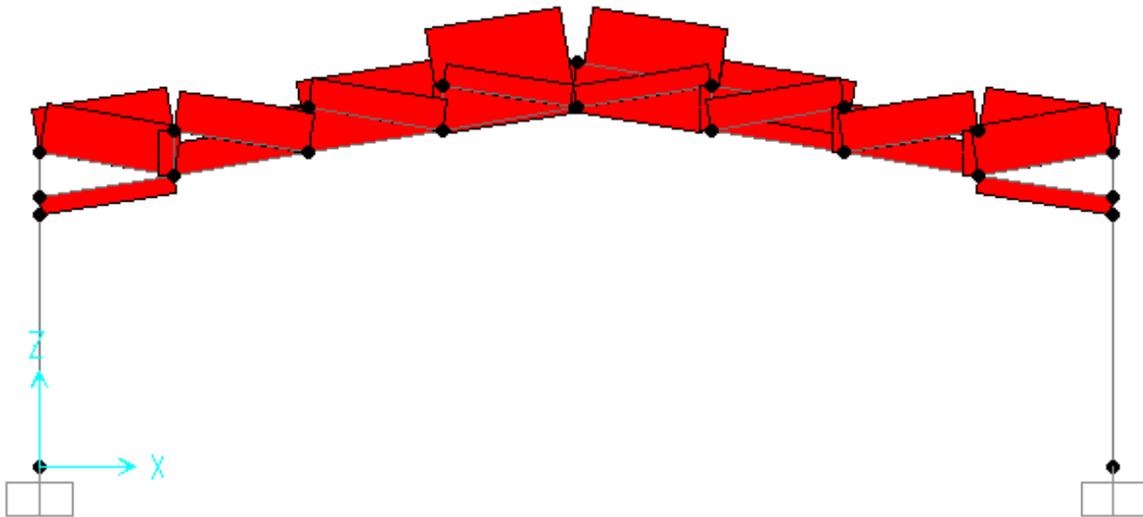


Imagen 48: Elevación transversal de esfuerzos en momento 3-3 para LRFD con combinación 1 en SAP-2000 de la nave industrial.

A continuación se presentan a manera de tablas los esfuerzos y los perfiles seleccionados para cada uno de los elementos que conforman la estructuración de una de las armaduras que compone la nave en cuestión, para el método ASD.

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Revisión de elementos con esfuerzos axiales, en base al método "ASD"

Basado en el Manual de construcción en acero "IMCA"-5ta Edición

Unidades en kilogramos y centímetros en general, pero también están indicadas

Proyecto de estudio: Tesis-Nave industrial ligera

Nota: Los valores en rojo son los datos ingresados por el usuario

Propiedades externas de la viga a diseñar											
Características del elemento											
Elemento	Sección (plg x kg/ml)	Compresión actuante (kg)	Longitud (cm)	Factor "k"	Area (cm ²)	Pn/Ω (kg)	Tensión act. (kg)	Tn/Ω (kg)	Eficiencia (%)	Estatus	
Cuerda Sup.	OR2.00x4.54	7,647.70	150.00	1.00	5.79	7,917.72	7,649.02	12,211.11	96.59%	ok	
Cuerda Inf.	OR2.00x6.43	2,578.10	150.00	1.00	8.19	10,776.76	15,726.40	17,272.71	91.05%	ok	
Montante	OR2.00x4.54	2,569.10	50.00	1.00	5.79	11,637.21	4,293.77	12,211.11	35.16%	ok	
Diagonal	OR2.00x4.54	20.07	162.00	1.00	5.79	7,367.00	7,889.72	12,211.11	64.61%	ok	

Imagen 49: Diseño elementos secundarios de techo de la nave industrial, con hojas de cálculo en el programa "Microsoft Excel", en el que se observan los esfuerzos de diseño para el método ASD. Cabe mencionar que los valores en rojo son los datos ingresados por el usuario, y en azul las notas de diseño.

Al realizar la estructuración de la nave industrial se puede resumir que:

1. La estructuración de los sistemas de techo se llevó a cabo con lamina ligera galvanizada calibre 12, y con largueros tipo cajón, para lo cual se seleccionó un perfil 8 x 2 ½ plg. Calibre 12, de 7.33 kg/ml, con una eficiencia de 79.27% para ASD, y una eficiencia de 73.98% para LRFD
2. La estructuración del sistema de columnas se llevó a cabo con perfiles tipo IPR de 8 plg. de peralte para facilitar las conexiones tanto en armaduras como en placas, en donde en promedio se alcanzó una eficiencia de 60.21% para ASD, y una eficiencia de 56.15% para LRFD.
3. La estructura pudo haber alcanzado una mayor eficiencia, pero debido a limitaciones de servicio como la distorsión y las flechas en armaduras y largueros, además de condiciones de regularidad no se pudo reducir más la densidad estructural, pero en promedio se alcanzó una eficiencia de 70.16% para ASD y una eficiencia de 66.16% para LRFD.

Al utilizar ambos métodos de diseño se puede observar que:

1. Al elegir el sistema estructural adecuado se puede optimizar mucho la estructura, ya que de lo contrario si se eligiese un sistema estructural inadecuado, este podría resultar en una densidad estructural mayor y en un sistema en el que el diseño no este dado por los esfuerzos de diseño, si no por estados límites de servicio como flechas, vibraciones y distorsiones.
2. Las condiciones de regularidad también dificultan mucho la eficiencia de una estructura, ya que no se puede elegir un perfil diferente para cada viga, columna o conexión de la estructura, puesto que esto sería muy difícil de fabricar y aumentaría el costo de la estructura el especificar un sin fin de perfiles en los planos estructurales.
3. Las condiciones de regularidad que se hicieron como por ejemplo, separar en grupos a las columnas de esquina e intermedias, y a las armaduras en grupos de borde e interiores ayuda mucho a cumplir con las distorsiones de la estructura y a que las excentricidades de sismo tienden a ser cero, sin mencionar que facilitan mucho el análisis, diseño y dibujo.

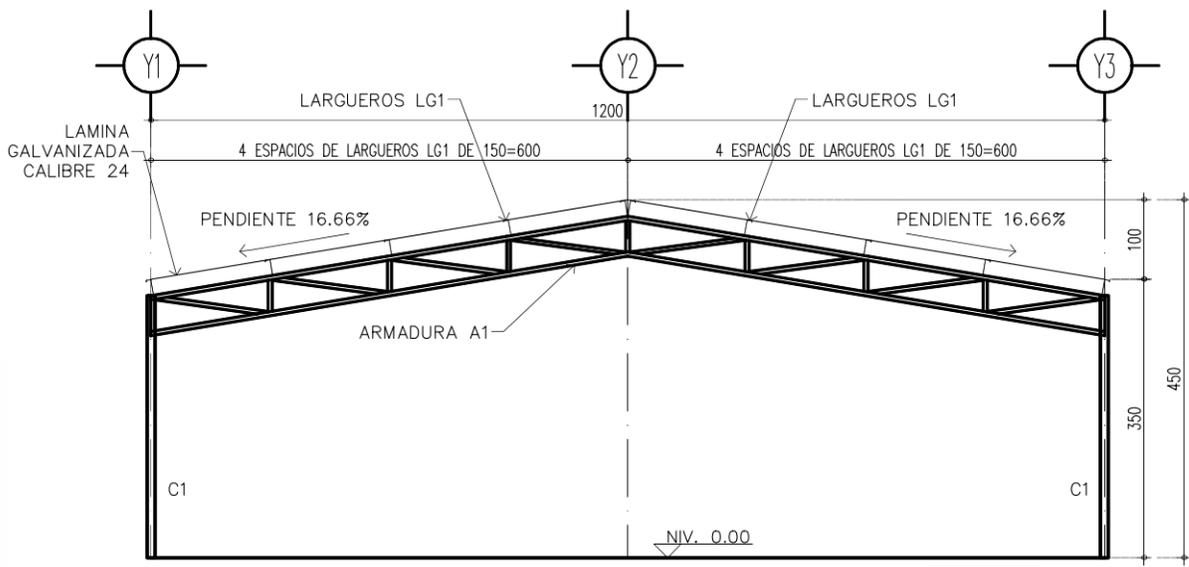


Imagen 51: Elevación transversal de la nave industrial por el método ASD.

De la estructuración se pueden obtener los siguientes datos:

1. El peso de la estructura principal sin contar las conexiones es de aproximadamente 3,461.750 kg. para el método ASD, con una densidad estructural de 12.020 kg/m².
2. La densidad estructural de esta nave sin contar conexiones, efectuada mediante el método ASD es aproximadamente 3.03% mayor que la efectuada por el método LRFD.
3. El peso de la estructura principal contando las placas de conexión es de aproximadamente 4,061.750 kg. Para el método ASD, con una densidad estructural de 14.103 kg/m².
4. La densidad estructural de este edificio contando conexiones, efectuada mediante el método ASD es aproximadamente 4.15% mayor que la efectuada por el método LRFD.

Nomenclatura	Perfil
T1	IPR 8x22.4
C1	IPR 8x19.4
LG1	C3x27/2MT2
A1	Compuesta

Tabla 14: Perfiles utilizados para la estructuración de la nave industrial, tanto para ASD como para LRFD.

Densidad estructural de la nave industrial para LRFD.

A continuación se presenta la estructuración final de la nave industrial para el método LRFD.

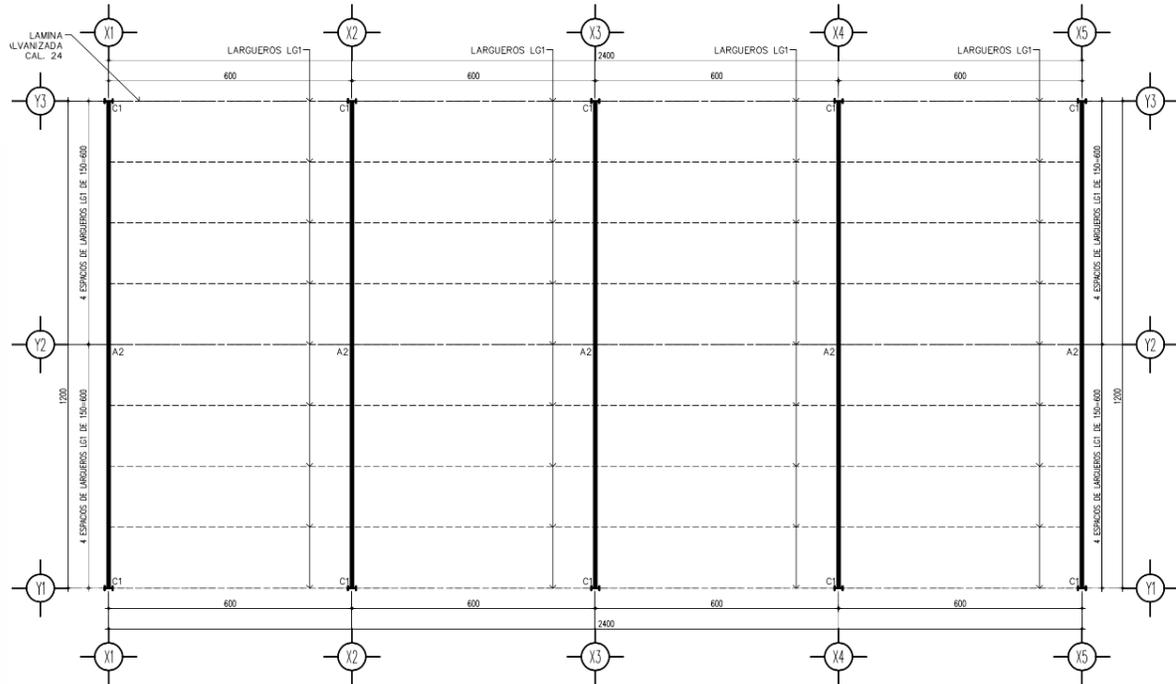


Imagen 52: Planta estructural de la nave industrial por el método LRFD.

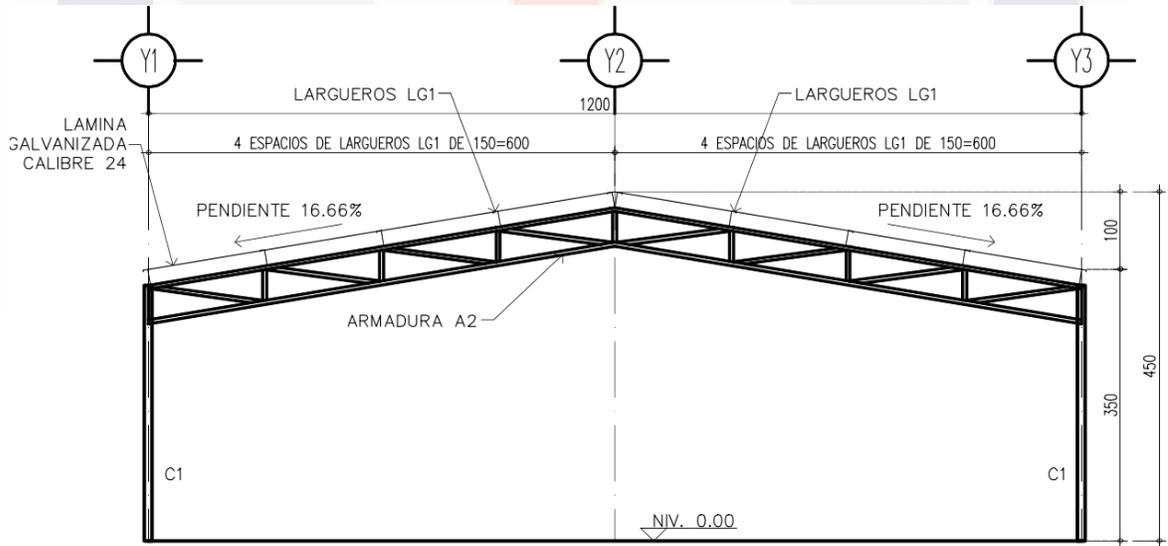


Imagen 53: Elevación transversal de la nave industrial por el método LRFD.



De la estructuración se pueden obtener los siguientes datos:

1. El peso de la estructura principal sin contar las conexiones es de aproximadamente 3,359.850 kg. para el método LRFD, con una densidad estructural de 11.666 kg/m².
2. La densidad estructural de esta nave sin contar conexiones, efectuada mediante el método ASD es aproximadamente 3.03% mayor que la efectuada por el método LRFD.
3. El peso de la estructura principal contando las placas de conexión es de aproximadamente 3,899.850 kg. Para el método LRFD, con una densidad estructural de 13.541 kg/m².
4. La densidad estructural de este edificio contando conexiones, efectuada mediante el método ASD es aproximadamente 4.15% mayor que la efectuada por el método LRFD.

Nomenclatura	Perfil
T1	IPR 8x22.4
C1	IPR 8x19.4
LG1	C3x27/2MT12
A2	Compuesta

Tabla 14: Perfiles utilizados para la estructuración de la nave industrial, tanto para ASD como para LRFD.



Parte III: Resultados y conclusiones

Capítulo 5 - Análisis e interpretación de los resultados del diseño estructural

Al principio de esta tesis se planteó que no se sabe bien con exactitud cómo afecta el uso de estos dos métodos de diseño de estructuras de acero el ASD y el LRFD, a estas mismas en una zona que tiene una gama de perfilaría menor a la Estadunidense, como por ejemplo México, por esto era justificable hacer una investigación de “Confiabilidad estructural”, entre estos dos métodos de diseño de estructuras de acero, el ASD y el LRFD usando solamente perfilaría mexicana comercial de acero del “IMCA” (Instituto mexicano de la construcción en acero), esto con el fin de poder observar que tanto varia la confiabilidad estructural entre los dos métodos de diseño es decir que ¿Qué tan segura es la obra? Ó sea su factor de seguridad F.S., y como este factor de seguridad que tienen estos dos métodos de diseño afecta en la densidad estructural de la obra.(Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, 2014)

Para esto se plantearán varios tipos de estructuras en donde se controlaban todas las variables de diseño, es decir la arquitectura, dimensiones, lugar de construcción, etc. Y en donde la única variable diferente era el método de diseño, esto con el fin de poder diseñarlas por ambos métodos, y al finalizar esta investigación tendríamos una mejor comprensión de la forma en que afectan los factores de seguridad a las estructuras de acero, y que tanto variarían en cuanto a su densidad estructural un método del otro, lo que se refleja en el costo o presupuesto de la obra, y de no ser así se podría encontrar si existe una escasez en la perfilaría mexicana comercial de acero.

Las estructuras que se plantearon se enlistan a continuación:

1. Un edificio de dos niveles con claros cortos con un sistema estructural de marcos tridimensionales, con un sistema de piso tipo losa-acero resuelto a base de columnas con perfiles tipo “HSS”, vigas secundarias tipo “IPR” conectadas semirrígidamente con tornillos a las vigas principales también tipo “IPR” las cuales están conectadas rígidamente con tornillos a las columnas y estas a la vez están apoyadas en un sistema de zapatas aisladas ancladas con pernos y una placa base independiente en cada una de las columnas, el cual está destinado para uso de “Oficinas”, que será construido en Aguascalientes, cuyo

coeficiente sísmico es aproximadamente $c=0.105$, y el cual es una estructura del grupo tipo “B” para sismos, las dimensiones del edificio son de altura de 3 metros en cada nivel, y una profundidad de cimentación de 1 metro, las dimensiones en planta son de 8 metros en dos crujiás en dirección “Y”, y 20 metros en cuatro crujiás en dirección “X” con escaleras adyacentes a la construcción, las cuales no representan modificaciones a la estructura principal.

2. Un edificio de dos niveles con claros largos con un sistema estructural de marcos tridimensionales, con un sistema de piso tipo losa-acero resuelto a base de columnas con perfiles tipo “HSS”, vigas secundarias tipo “IPR” conectadas semirrígidamente con soldadura a las vigas principales también tipo “IPR” las cuales están conectadas rígidamente con soldadura a las columnas y estas a la vez están apoyadas sobre un sistema de zapatas aisladas ancladas con pernos y una placa base independiente en cada una de las columnas, el cual está destinado para uso de “Gimnasio” por lo que las cargas vivas serán muy grandes, que será construido en Aguascalientes, cuyo coeficiente sísmico es aproximadamente $c=0.105$, y el cual es una estructura del grupo tipo “B” para sismos, las dimensiones del edificio son una altura de 3 metros en cada nivel, y una profundidad de cimentación de 1 metro, las dimensiones en planta son de 10 metros en dos crujiás en dirección “Y”, y 12 metros en dos crujiás en dirección “X” con escaleras adyacentes a la construcción, las cuales no representan modificaciones a la estructura principal, se dice que es de claros largos por que la relación del largo de las vigas entre las altura libre de piso es igual o mayor a dos.

3. Una nave industrial ligera de dos aguas con pendiente del 16.66% con claros largos a base de marcos planos, con un sistema de techo de lámina ligera apoyada sobre largueros, los cuales están apoyados a armaduras compuestas por perfiles tipo “HSS” o “PTR”, las cuales están conectadas rígidamente con soldadura a columnas con perfiles tipo IPR, las cuales a su vez están apoyadas sobre un sistema de zapatas aisladas ancladas con pernos y una placa base independiente en cada una de las columnas, la cual está destinado para uso de “Bodega” por lo que las cargas vivas en el techo serán pequeñas, que será construido en Aguascalientes, cuyo coeficiente sísmico es aproximadamente $c=0.105$, y el cual es una estructura del grupo tipo “B” para sismos, las dimensiones son de altura libre de techo de 3



metros, y una profundidad de cimentación de 1 metro, las dimensiones en planta son de 24 metros en cuatro crujías en dirección “X”, y 12 metros en dirección “Y”, se dice que es de claros largos por que la relación del largo de las armaduras entre las altura libre de piso es igual o mayor a dos.

Como recordaremos la metodología que se utilizó para los “Métodos de cálculo” de estas estructuras fue que el análisis se llevó a cabo con la interfaz del programa “SAP-2000” versión 14, con las cargas que previamente se tenían contempladas para cada estructura y el diseño estructural de los elementos se llevó a cabo con hojas de cálculo propias las cuales están basadas en los esfuerzos admisibles para el diseño de elementos metálicos indicados en los procedimientos de diseño del “Manual de construcción en acero 5ta edición” editado por el “IMCA” (Instituto mexicano de la construcción en acero, 2014), para los métodos ASD y LRFD y ejecutadas en el programa “Microsoft Excel”.

Los dos métodos a utilizar para el diseño de todas las estructuras son el método “ASD” el cual consiste simplemente en diseñar la estructura con cargas de servicio y donde el factor de seguridad “F.S.” se basa en reducir el esfuerzo admisible dividiéndolo por un factor de reducción de capacidad “ Ω ” mayor a 1 esto para asegurar que la sección nunca llegue a su falla, y el método “LRFD” el cual consiste simplemente en diseñar la estructuras con cargas de diseño o factorizadas, y en donde existe otro factor de seguridad “F.S.” aparte del que obtiene con las cargas factorizadas y se basa en reducir el esfuerzo ultimo multiplicándolo por un factor de reducción de capacidad “ ϕ ” menor a 1 esto para asegurar que la sección nunca llegue a su falla.(Roberto Meli Piralla, 2014)

A continuación se presenta un breve análisis e interpretación de los resultados obtenidos del análisis y diseño de las estructuras:

5.1.- Resultados de la primera estructura: Edificio de claros cortos:

De la estructuración para ASD:

1. La estructuración de los sistemas de pisos se llevó a cabo con vigas secundarias de 6 plg. de peralte tanto en azotea con un perfil de 6 plg x 13.40 kg/ml a una eficiencia de 90.35%, y en entrepiso con un perfil de 6 plg x 17.9 kg/ml a una eficiencia de 91.20% para ASD.



2. La estructuración del sistema de vigas se llevó a cabo con vigas principales de 8 plg. de peralte para facilitar las conexiones tanto en azotea como en entrepiso, en donde en promedio se alcanzó una eficiencia de 73.08% para ASD.

3. La estructuración del sistema de columnas se llevó a cabo con perfiles de 6 plg. de peralte para facilitar las conexiones tanto en azotea como en entrepiso, en donde en promedio se alcanzó una eficiencia de 66.81% para ASD.

4. La estructura pudo haber alcanzado una mayor eficiencia, pero debido a limitaciones de servicio como la distorsión y las flechas en vigas, además de condiciones de regularidad no se pudo reducir más la densidad estructural, pero en promedio se alcanzó una eficiencia de 70.99% para ASD.

De la estructuración para LRFD:

1. La estructuración de los sistemas de pisos se llevó a cabo con vigas secundarias de 6 plg. de peralte tanto en azotea con un perfil de 6 plg x 13.40 kg/ml a una eficiencia de 84.52%, y en entrepiso con un perfil de 6 plg x 17.9 kg/ml a una eficiencia de 86.17% para LRFD.

2. La estructuración del sistema de vigas se llevó a cabo con vigas principales de 8 plg. de peralte para facilitar las conexiones tanto en azotea como en entrepiso, en donde en promedio se alcanzó una eficiencia de 72.61% para LRFD.

3. La estructuración del sistema de columnas se llevó a cabo con perfiles de 6 plg. de peralte para facilitar las conexiones tanto en azotea como en entrepiso, en donde en promedio se alcanzó una eficiencia de 45.55% para LRFD.

4. La estructura pudo haber alcanzado una mayor eficiencia, pero debido a limitaciones de servicio como la distorsión y las flechas en vigas, además de condiciones de regularidad no se pudo reducir más la densidad estructural, pero en promedio se alcanzó una eficiencia de 63.59% para LRFD.

De la densidad estructural para ASD:



1. El peso de la estructura principal sin contar la losa-acero y las conexiones es de aproximadamente 10,454.397 kg. para el método ASD, con una densidad estructural de 65.340 kg/m².

2. La densidad estructural de este edificio sin contar conexiones, efectuada mediante el método ASD es aproximadamente 4.77% mayor que la efectuada por el método LRFD.

3. El peso de la estructura principal contando las placas y tornillos de conexión es de aproximadamente 11,094.697 kg. Para el método ASD, con una densidad estructural de 69.341 kg/m².

4. La densidad estructural de este edificio contando conexiones, efectuada mediante el método ASD es aproximadamente 5.09% mayor que la efectuada por el método LRFD.

De la densidad estructural para LRFD:

1. El peso de la estructura principal sin contar la losa-acero y las conexiones es de aproximadamente 9,978.391 kg. para el método LRFD, con una densidad estructural de 62.365 kg/m².

2. La densidad estructural de este edificio sin contar conexiones efectuada mediante el método ASD es aproximadamente 4.77% mayor que la efectuada por el método LRFD.

3. El peso de la estructura principal contando las placas y tornillos de conexión es de aproximadamente 10,554.391 kg. Para el método LRFD, con una densidad estructural de 65.965 kg/m².

4. La densidad estructural de este edificio contando conexiones efectuada mediante el método ASD es aproximadamente 5.09% mayor que la efectuada por el método LRFD.

5.2.- Resultados de la segunda estructura: Edificio de claros largos:

De la estructuración para ASD:

1. La estructuración de los sistemas de pisos se llevó a cabo con vigas secundarias de 8 plg. de peralte tanto en azotea con un perfil de 8 plg x 22.40 kg/ml a una eficiencia de 83.31%,

TESIS TESIS TESIS TESIS TESIS

y en entrepiso con un perfil de 8 plg x 26.80 kg/ml a una eficiencia de 54.54% para ASD, en la cual su diseño es definido por la flecha y no por la eficiencia, debido al largo de la viga.

2. La estructuración del sistema de vigas se llevó a cabo con vigas principales de 8 plg. de peralte para facilitar las conexiones tanto en azotea como en entrepiso, en donde en promedio se alcanzó una eficiencia de 79.31% para ASD.

3. La estructuración del sistema de columnas se llevó a cabo con perfiles de 8 plg. de peralte para facilitar las conexiones tanto en azotea como en entrepiso, puesto que las vigas seleccionadas eran de patín ancho, en donde en promedio se alcanzó una eficiencia de 58.37% para ASD.

4. La estructura pudo haber alcanzado una mayor eficiencia, pero debido a limitaciones de servicio como la distorsión y las flechas en vigas, además de condiciones de regularidad no se pudo reducir más la densidad estructural, pero en promedio se alcanzó una eficiencia de 72.33% para ASD.

De la estructuración para LRFD:

1. La estructuración de los sistemas de pisos se llevó a cabo con vigas secundarias de 8 plg. de peralte tanto en azotea con un perfil de 8 plg x 22.40 kg/ml a una eficiencia de 71.17%, y en entrepiso con un perfil de 8 plg x 26.80 kg/ml a una eficiencia de 46.50% para LRFD, en la cual su diseño es definido por la flecha y no por la eficiencia, debido al largo de la viga.

2. La estructuración del sistema de vigas se llevó a cabo con vigas principales de 8 plg. de peralte para facilitar las conexiones tanto en azotea como en entrepiso, en donde en promedio se alcanzó una eficiencia de 78.90% para LRFD.

3. La estructuración del sistema de columnas se llevó a cabo con perfiles de 8 plg. de peralte para facilitar las conexiones tanto en azotea como en entrepiso, puesto que las vigas seleccionadas eran de patín ancho, en donde en promedio se alcanzó una eficiencia de 40.37% para LRFD.



4. La estructura pudo haber alcanzado una mayor eficiencia, pero debido a limitaciones de servicio como la distorsión y las flechas en vigas, además de condiciones de regularidad no se pudo reducir más la densidad estructural, pero en promedio se alcanzó una eficiencia de 66.05% para LRFD.

De la densidad estructural para ASD:

1. El peso de la estructura principal sin contar la losa-acero y las conexiones es de aproximadamente 9,275.373 kg. para el método ASD, con una densidad estructural de 77.295 kg/m².

2. La densidad estructural de este edificio sin contar conexiones, efectuada mediante el método ASD es aproximadamente 4.53% mayor que la efectuada por el método LRFD.

3. El peso de la estructura principal contando las placas y tornillos de conexión es de aproximadamente 9,755.295 kg. Para el método ASD, con una densidad estructural de 81.295 kg/m².

4. La densidad estructural de este edificio contando conexiones, efectuada mediante el método ASD es aproximadamente 4.84% mayor que la efectuada por el método LRFD.

De la densidad estructural para LRFD:

1. El peso de la estructura principal sin contar la losa-acero y las conexiones es de aproximadamente 8,873.250 kg. para el método LRFD, con una densidad estructural de 73.944 kg/m².

2. La densidad estructural de este edificio sin contar conexiones, efectuada mediante el método ASD es aproximadamente 4.53% mayor que la efectuada por el método LRFD.

3. El peso de la estructura principal contando las placas y tornillos de conexión es de aproximadamente 9,305.250 kg. Para el método LRFD, con una densidad estructural de 77.544 kg/m².

4. La densidad estructural de este edificio contando conexiones, efectuada mediante el método ASD es aproximadamente 4.84% mayor que la efectuada por el método LRFD.



5.3.- Resultados de la tercera estructura: Nave industrial ligera:

De la estructuración para ambos métodos:

1. La estructuración de los sistemas de techo se llevó a cabo con lamina ligera galvanizada calibre 12, y con largueros tipo cajón, para lo cual se seleccionó un perfil 8 x 2 ½ plg. Calibre 12, de 7.33 kg/ml, con una eficiencia de 79.27% para ASD, y una eficiencia de 73.98% para LRFD
2. La estructuración del sistema de columnas se llevó a cabo con perfiles tipo IPR de 8 plg. de peralte para facilitar las conexiones tanto en armaduras como en placas, en donde en promedio se alcanzó una eficiencia de 60.21% para ASD, y una eficiencia de 56.15% para LRFD.
3. La estructura pudo haber alcanzado una mayor eficiencia, pero debido a limitaciones de servicio como la distorsión y las flechas en armaduras y largueros, además de condiciones de regularidad no se pueden reducir más la densidad estructural, pero en promedio se alcanzó una eficiencia de 70.16% para ASD y una eficiencia de 66.16% para LRFD.

De la densidad estructural para ASD:

1. El peso de la estructura principal sin contar las conexiones es de aproximadamente 3,461.750 kg. para el método ASD, con una densidad estructural de 12.020 kg/m².
2. La densidad estructural de esta nave sin contar conexiones, efectuada mediante el método ASD es aproximadamente 3.03% mayor que la efectuada por el método LRFD.
3. El peso de la estructura principal contando las placas de conexión es de aproximadamente 4,061.750 kg. Para el método ASD, con una densidad estructural de 14.103 kg/m².
4. La densidad estructural de este edificio contando conexiones, efectuada mediante el método ASD es aproximadamente 4.15% mayor que la efectuada por el método LRFD.

De la densidad estructural para LRFD:



1. El peso de la estructura principal sin contar las conexiones es de aproximadamente 3,359.850 kg. para el método LRFD, con una densidad estructural de 11.666 kg/m².
2. La densidad estructural de esta nave sin contar conexiones, efectuada mediante el método ASD es aproximadamente 3.03% mayor que la efectuada por el método LRFD.
3. El peso de la estructura principal contando las placas de conexión es de aproximadamente 3,899.850 kg. Para el método ASD, con una densidad estructural de 13.541 kg/m².
4. La densidad estructural de este edificio contando conexiones, efectuada mediante el método ASD es aproximadamente 4.15% mayor que la efectuada por el método LRFD.

5.4.- Resultados en general de las estructuras

1. Al elegir el sistema estructural adecuado se puede optimizar mucho la estructura, ya que de lo contrario si se eligiese un sistema estructural inadecuado, este podría resultar en una densidad estructural mayor y en un sistema en el que el diseño no este dado por los esfuerzos de diseño, si no por estados límites de servicio como flechas, vibraciones y distorsiones.
2. Las condiciones de regularidad también dificultan mucho la eficiencia de una estructura, ya que no se puede elegir un perfil diferente para cada viga, columna o conexión de la estructura, puesto que esto sería muy difícil de fabricar y aumentaría el costo de la estructura el especificar un sin fin de perfiles en los planos estructurales.
3. Las condiciones de regularidad que se hicieron como por ejemplo, separar en grupos a las columnas de esquina e intermedias, y a las vigas en grupos de longitudinales y transversales de borde e interiores ayuda mucho a cumplir con las distorsiones de la estructura y a que las excentricidades de sismo tienden a ser cero, sin mencionar que facilitan mucho el análisis, diseño y dibujo.
4. En el diseño de vigas “IPR” casi siempre rige el diseño por flexión y no el cortante, puesto que casi todos los perfiles comerciales de acero “IPR” no presentan esbelteces en el alma.

5. Sin embargo para otro tipo de perfiles, como por ejemplo los “OR” hay veces que las esbelteces si afectan mucho en el diseño de este tipo de perfiles.

6. A primera vista se puede notar que en promedio las estructuras diseñadas por el método ASD alcanzaron una eficiencia de 71.16%, y para LRFD una eficiencia de 65.26%.

7. En promedio la densidad estructural de las estructuras diseñadas sin contar conexiones por el método ASD son aproximadamente un 4.10% mayores que las densidades de las estructuras diseñadas por el método LRFD.

8. En promedio la densidad estructural de las estructuras diseñadas contando conexiones por el método ASD son aproximadamente un 4.71% mayores que las densidades de las estructuras diseñadas por el método LRFD.

9. De los dos datos anteriores se puede deducir que las estructuras diseñadas por el método ASD tienden a ser ligeramente más pesadas que las diseñadas por el método LRFD aproximadamente un 4.00%, y que esta diferencia de pesos tiende a ser más significativa en estructuras en las que un gran porcentaje de su peso se deba a placas de conexiones, puesto que esta diferencia de pesos tiende a ser más grande cuando hay muchas conexiones en la estructura, ya que las placas de conexión se diseñan bajo estados límite de esfuerzos y no tienen que cumplir ningún estado límite de servicio como la estructura principal.

10. A primera vista se puede observar que si se pudo reducir la densidad estructural con el método LRFD, pero no se pudo hacer más eficiente la estructura debido a que esta también tiene que cumplir con los mismos requerimientos de servicio que en el ASD, lo que limita mucho su diseño.

11. Por consiguiente se tiene que, como si hay una diferencia notoria en la densidad estructural entre un método y otro, y esta diferencia tiende a crecer cuando en una estructura hay muchas conexiones, se puede deducir directamente con la densidad estructural que si hay diferencia entre los factores de seguridad de ambos métodos.

“Por lo que hay suficiente información para demostrar que los factores de seguridad entre ambos métodos, el ASD y el LRFD, son diferentes”



Hipótesis nula “Factor de seguridad $LRFD \approx ASD$ ” = Cierta.

12. Y este factor de seguridad tiende a diferenciarse uno del otro conforme crece el porcentaje de conexiones en una estructura.



Capítulo 6 - Conclusiones del estudio

En base al estudio realizado en esta tesis se pueden hacer las siguientes conclusiones, del material utilizado, o sea el acero:

6.1.- Conclusiones del acero

1. El acero es un material muy antiguo con el que el hombre ha trabajado desde hace mucho tiempo, y es excelente para la construcción, ya que este presenta un muy buen comportamiento mecánico, y una gran resistencia a la tensión y a la compresión, por lo que se puede deducir que casi cualquier obra se puede construir a base de este material puesto que sus usos en la construcción son ilimitados, y este puede ser usado como viga, columna, tirante, etc. e incluso en la cimentación debido a los múltiples tipos de acero y perfiles que se cuenta hoy en día. (Acero, 2016) (Acero al carbono, 2016)

6.2.- Conclusiones de la estructuración

1. El cual es el segundo paso para la elaboración de una obra y en si esto es el diseño estructural, el cual es un proceso creativo mediante el cual se le da forma a un sistema estructural para que cumpla una función determinada que sería soportar la construcción con un grado de seguridad razonable ó sea un factor de seguridad F.S. razonable en base a la importancia de la obra, y que en condiciones normales de servicio tenga un comportamiento adecuado. Este paso es mucho más complejo que cualquier otro y este a la vez está compuesto de una serie de pasos intermedios que engloban el proceso de estructuración. (Roberto Meli Piralla, 2014)

6.3.- Conclusiones de la modelación estructural

1. Dentro de la Ingeniería estructural se dice que no tiene sentido preguntar si un modelo es real o no; sólo tiene sentido preguntar si este concuerda o no con los planteamientos iniciales para no rechazar el experimento, por ejemplo si existieran dos modelos que idealizaran una acción física, no se podría decir cuál es real y cual no, solo se seleccionaría el idóneo para representar realmente lo que acontece en la realidad, lo mismo pasa en la

modelación de estructuras para su análisis, siempre se tiene que elegir el modelo que represente mejor la estructura y su comportamiento a como se da en realidad.

2. Por lo que al hacer modelos estructurales en base a teorías del comportamiento mecánico de los materiales de los que están compuestas las estructuras solo funcionan cuando se dan las condiciones adecuadas para el desarrollo de dicho funcionamiento, es decir cuando nuestro modelo tiende a imitar realmente lo que pasa en la realidad. Por lo que no deberían existir modelos estructurales en base a teorías plásticas de materiales que no tienen este comportamiento o es muy pequeño, como la mampostería sin refuerzo, y por último si se llegara modelar estructuras con rangos plásticos esta modelación debe de adecuarse a las limitaciones generales del material.(Roberto Meli Piralla, 2014)(James M. Gere, 2009)

3. Estos procedimientos de diseño siempre deben estar en la memoria de cálculo del edificio, puesto que esta es la forma descriptiva del proceso de diseño de los elementos constructivos, generalmente esta información se vierte en los planos del proyecto ejecutivo, y es necesario tener esta información como respaldo para tener una idea del correcto funcionamiento de la estructura.

6.4.- Conclusiones de los métodos de diseño, el “ASD” y el “LRFD”

1. Estos dos métodos se basan en la resistencia ante una acción o un esfuerzo generado en la sección, por lo que simplemente se diseña la sección o se selecciona una sección existente que resista este esfuerzo. Para el diseño de elementos metálicos en México se utilizan la normas de diseño del “IMCA” (Instituto mexicano de la construcción en acero), el cual a su vez se basa en la interpretación y la adaptación de los siguientes documentos del “*American Institute of Steel Construction*” (o AISC por sus siglas en inglés, o Instituto Americano de la Construcción en Acero):

1. Specification for structural Steel building ANSI/AISC 360-10
2. Code of standard practice AISC 303-10



Y en el cual nos dicta la metodología para obtener los esfuerzos resistentes de una sección, en el el método “ASD” el cual consiste en obtener un esfuerzo simplemente al diseñar la estructura con cargas de servicio y donde el factor de seguridad “F.S.” se basa en reducir el esfuerzo admisible dividiéndolo por un factor de reducción de capacidad “ Ω ” mayor a 1 esto para asegurar que la sección nunca llegue a su falla, y el método “LRFD” el cual consiste simplemente en diseñar la estructuras con cargas de diseño o factorizadas, y en donde existe otro factor de seguridad “F.S.” aparte del que obtiene con las cargas factorizadas y se basa en reducir el esfuerzo ultimo multiplicándolo por un factor de reducción de capacidad “ ϕ ” menor a 1 esto para asegurar que la sección nunca llegue a su falla.(Roberto Meli Piralla, 2014)(Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, 2014)(American institute of stel construction, n.d.)(American institute of stel construction n.d.)

6.5.- Conclusiones de las estructuraciones realizadas por ambos métodos

1. Al elegir el sistema estructural adecuado se puede optimizar mucho la estructura, ya que de lo contrario si se eligiese un sistema estructural inadecuado, este podría resultar en una densidad estructural mayor y en un sistema en el que el diseño no este dado por los esfuerzos de diseño, si no por estados límites de servicio como flechas, vibraciones y distorsiones.
2. Las condiciones de regularidad también dificultan mucho la eficiencia de una estructura, ya que no se puede elegir un perfil diferente para cada viga, columna o conexión de la estructura, puesto que esto sería muy difícil de fabricar y aumentaría el costo de la estructura el especificar un sin fin de perfiles en los planos estructurales.
3. Las condiciones de regularidad que se hicieron como por ejemplo, separar en grupos a las columnas de esquina e intermedias, y a las vigas en grupos de longitudinales y transversales de borde e interiores ayuda mucho a cumplir con las distorsiones de la estructura y a que las excentricidades de sismo tienden a ser cero, sin mencionar que facilitan mucho el análisis, diseño y dibujo.

4. En el diseño de vigas “IPR” casi siempre rige el diseño por flexión y no el cortante, puesto que casi todos los perfiles comerciales de acero “IPR” no presentan esbelteces en el alma.
5. Sin embargo para otro tipo de perfiles, como por ejemplo los “OR” hay veces que las esbelteces si afectan mucho en el diseño de este tipo de perfiles.
6. A primera vista se puede notar que en promedio las estructuras diseñadas por el método ASD alcanzaron una eficiencia de 71.16%, y para LRFD una eficiencia de 65.26%.
7. En promedio la densidad estructural de las estructuras diseñadas sin contar conexiones por el método ASD son aproximadamente un 4.10% mayores que las densidades de las estructuras diseñadas por el método LRFD.
8. En promedio la densidad estructural de las estructuras diseñadas contando conexiones por el método ASD son aproximadamente un 4.71% mayores que las densidades de las estructuras diseñadas por el método LRFD.
9. De los dos datos anteriores se puede deducir que las estructuras diseñadas por el método ASD tienden a ser ligeramente más pesadas que las diseñadas por el método LRFD aproximadamente un 4.00%, y que esta diferencia de pesos tiende a ser más significativa en estructuras en las que un gran porcentaje de su peso se deba a placas de conexiones, puesto que esta diferencia de pesos tiende a ser más grande cuando hay muchas conexiones en la estructura, ya que las placas de conexión se diseñan bajo estados límite de esfuerzos y no tienen que cumplir ningún estado límite de servicio como la estructura principal.
10. A primera vista se puede observar que si se pudo reducir la densidad estructural con el método LRFD, pero no se pudo hacer más eficiente la estructura debido a que esta también tiene que cumplir con los mismos requerimientos de servicio que en el ASD, lo que limita mucho su diseño.
11. Por consiguiente se tiene que, como si hay una diferencia notoria en la densidad estructural entre un método y otro, y esta diferencia tiende a crecer cuando en una

estructura hay muchas conexiones, se puede deducir directamente con la densidad estructural que si hay diferencia entre los factores de seguridad de ambos métodos.

“Por lo que hay suficiente información para demostrar que los factores de seguridad entre ambos métodos, el ASD y el LRFD, son diferentes”

Hipótesis nula “Factor de seguridad LRFD \approx ASD”=Cierta.

12. Y este factor de seguridad tiende a diferenciarse uno del otro conforme crece el porcentaje de conexiones en una estructura.

13. Entendiendo que el factor de seguridad “F.S” es simplemente el sobredimensionamiento de un elemento, es correcto decir que el factor de seguridad del método “ASD” tiende a ser de 1.66 veces la capacidad nominal de un elemento, más el que se obtiene al cumplir con los estados límites de servicio y usando la perfilaría comercial del “IMCA” se tendría que este tiende a ser de 2.33 veces la capacidad nominal del elemento.

14. Lo mismo aplica para el método “LRFD”, por la tanto también es correcto decir que el factor de seguridad del método “LRFD” tiende a ser de 1.55 veces la capacidad nominal de un elemento, más el que se obtiene al cumplir con los estados límites de servicio y usando la perfilaría comercial del “IMCA” se tendría que este tiende a ser de 2.22 veces la capacidad nominal del elemento.

Referencias

Acero

2016 Wikipedia, la enciclopedia libre.

<https://es.wikipedia.org/w/index.php?title=Acero&oldid=90044118>, accessed Abril 9, 2016.

Acero al carbono

2016 Wikipedia, la enciclopedia libre.

https://es.wikipedia.org/w/index.php?title=Acero_al_carbono&oldid=88910885, accessed Abril 12, 2016.

Alan Williams

2011 Steel Structures Design ASD/LRFD. 2da Edición. U.S.A.: McGraw-Hill.

American institute of stel construction

N.d. Code of standard practice AISC 303-10.

N.d. Specification for structural steel building ANSI/AISC 360-10.

Coeficiente de Poisson

2016 Wikipedia, la enciclopedia libre.

https://es.wikipedia.org/w/index.php?title=Coeficiente_de_Poisson&oldid=89896902, accessed Abril 12, 2016.

Comisión Federal de Electricidad

2008a Manual de diseño de obras civiles para sismos.

2008b Manual de diseño de obras civiles para viento.

Esfuerzo interno

2016 Wikipedia, la enciclopedia libre.

https://es.wikipedia.org/w/index.php?title=Esfuerzo_interno&oldid=89742653, accessed Abril 12, 2016.

Estructura

2016 Wikipedia, la enciclopedia libre.

<https://es.wikipedia.org/w/index.php?title=Estructura&oldid=90252908>, accessed Abril 12, 2016.

GERDAU CORSA

2010a Miembros de acero en tensión.

2010b Miembros de acero en compresión.

2010c Elección del tipo de Acero para Estructuras.

2010d Cuando construir en acero.

2010e Principios de Arquitectura e Ingeniería.

2010f Construcción compuesta: Acero-Concreto.



Ingeniería estructural

2016 Wikipedia, la enciclopedia libre.

https://es.wikipedia.org/w/index.php?title=Ingenier%C3%ADa_estructural&oldid=89566636, accessed Abril 12, 2016.

Instituto Mexicano de la Construcción en Acero

2014 Manual de construcción en acero/Instituto mexicano de la construcción en acero. 5ta Edición. IMCA. México: LIMUSA.

Jack C. McCormac, Stephen F. Csernak

2012 Diseño de Estructuras de Acero. 5ta Edición. México: Alfaomega Grupo Editorial.

James M. Gere

2009 Mecánica de Materiales. 7ta Edición.

Luis Andrade de Matto Días

2006 Estructuras de Acero: Técnicas, Conceptos y Lenguaje. Ziguarte: Instituto Latinoamericanos del Fierro y el Acero (ILAFA).

Oscar De Buen

1982 Estructuras de Acero, Comportamiento y diseño. D.F. México: LIMUSA.

Reglas de construcción del Distrito Federal (R.C.D.F.)

2004a Normas Técnicas Complementarias para Sismos (N.T.C.-2004).

2004b Normas Técnicas Complementarias para viento (N.T.C.-2004).

2004c Normas Técnicas Complementarias para Estructuras Metálicas (N.T.C.-2004).

Reglas Municipales de Aguascalientes

2015 Código Municipal de Aguascalientes.

Roberto Meli Piralla

2014 Diseño Estructural. 2da Edición. México: LIMUSA.

Sriramulu Vinnakota

2007 Estructuras de Acero, Comportamiento En LRFD. U.S.A. Universidad de Standford: McGraw-Hill.

William T. Segui

2007 Steel design. 4ta Edición. U.S.A. The University of Memphis: R.P.K. Editorial.

