UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL

FACULTAD DE CIENCIAS MATEMÁTICAS Y FÍSICAS

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO DE TITULACIÓN

PREVIO A OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

ESTRUCTURAS

TEMA:

DISEÑO DE UNA EDIFICACION DE ACERO ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE.

AUTOR

CIRO FLORES MAGALLAN

TUTOR

ING. PABLO LINDAO TOMALA, M Sc.

2016

GUAYAQUIL – ECUADOR

DEDICATORIA

Dedico este proyecto de titulación previo al título de Ingeniero Civil principalmente a Dios, por haberme dado la vida y permitirme llegar hasta este momento tan importante de mi formación profesional que tanto anhelaba, que fueron mis sueños hecho realidad. A mi Madre, por ser el pilar más importante y por demostrarme siempre su cariño y apoyo incondicional sin importar nuestras diferencias de opiniones. A mis hijos, a pesar de nuestra distancia siento que están conmigo siempre y aunque nos faltaron muchos momentos por vivir juntos, sé que, en este momento para ellos, es tan especial como lo es para mí, esperando en cualquier momento compartir mis ideas profesionales juntos a ellos, a mis hermanos, mi esposa Lolita García Martínez, por haberse dado el tiempo en escucharme momentos significativos conmigo, a los profesores que fueron mis guías en este camino de formación profesional, a mis compañeros, amigos y a todos quienes de algunas maneras me han aportado en todo momento.

AGRADECIMIENTO

Aprovecho para dar fé de los resultados de este proyecto, en primer lugar, agradezco a Dios, por haberme guiado por el camino de la felicidad; mis sinceros agradecimientos están dirigidos a mi esposa, Lolita García Martínez, a mis hijos, Ricardo, Cecilia, Carolina, Fátima, Bolívar, Priscilla y Betzabeth Flores Aguilar, a mis hermanos, Pompilio, Lucía, Edita, Pacífico, Alfredo, Isabel y Fanny Flores Magallan, al ingeniero Andrés Cantos García, Francisco Quimi García, mi sobrina, Rosita Flores Guerrero, y a cada uno de los que son parte de mi familia y amigos que aportaron con sus ideas.

DECLARACIÓN EXPRESA

Art. XI.- del Reglamento Interno de Graduación de la Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas de la Universidad de Guayaquil.

La responsabilidad de los hechos, ideas y doctrinas expuestos en el trabajo de titulación le corresponde exclusivamente al autor, y al patrimonio intelectual de la Universidad de Guayaquil.

Ciro Flores Magallan

0904512001

TRIBUNAL DE GRADUACIÓN

---	---
Ing. Eduardo Santos Baquerizo, M. Sc.	Ing. Pablo Lindao Tomalá, M. Sc
Decano	**Tutor**
---	---
Ing. Christian Armendáriz Rodríguez, M.Sc.	Ing. Douglas Iturburo Salvador, M.Sc.
Vocal	**Vocal**

ÍNDICE GENERAL

CAPÍTULO I

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Situación problemática 1

1.2 Objetivo de la investigación 3

1.1.1 Objetivo general. 3

1.1.2 Objetivo especifico 3

1.3 Delimitación del tema 3

1.4 Planteamiento del problema. 4

1.5 Objetivo del programa ETABS 5

CAPITULO II

2 MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de la investigación. 7

2.2 Normas y códigos a utilizar. 8

2.3 El acero como material estructural 8

2.3.1 Ventajas del acero. 8

2.3.2 Desventajas. 9

2.4 Perfiles laminados en caliente y conformados en frio 9

2.4.1 Perfiles de acero laminados en caliente. 10

2.4.2 Perfiles de acero conformados en frio. 10

2.5 Diseño sismo resistentes de secciones de acero estructural 11

2.5.1 Filosofía de diseño sismo-resistente. 13

2.5.2 Pórticos especiales no arriostrados de acero. 14

2.5.3 Conexiones y tipos. 14

2.5.3.1 Conexiones apernadas. 15

2.5.3.2 Conexiones soldadas. 16

2.5.3.3 Ventajas de la soldadura. 16
2.5.3.4 Conexiones de vigas de sección reducida. 17
2.5.3.5 Conexiones viga-columnas. 18
2.5.3.6 Placas de continuidad. 20
2.5.3.7 Requerimientos para vigas y columnas relación ancho-espesor. ..22
2.5.3.8 Criterio columna fuerte-viga débil. 24
2.5.4 Análisis Estructural. 25
2.5.5 Comportamiento Estructural. 26
2.6 Tipos de carga 26
2.6.1 Cargas permanentes 27
2.6.2 Carga viva (sobrecargas de uso) 27
2.6.3 Cargas por viento 27
2.6.4 Cargas sísmicas. 27
2.7 Peligro sísmico del Ecuador 28
2.7.1 Acción sísmica 28
2.7.1.1 Zonificación sísmica del ecuador. 28
2.7.1.2 Espectro elástico de diseño. 30
2.7.1.3 Niveles de amenaza sísmica. 31
2.7.2 Metodología del diseño sismo resistente. 32
2.7.2.1 Categoría de edificio y coeficiente de importancia I. 32
2.7.2.2 Carga sísmica reactiva. 33
2.7.2.3 Cortante basal de diseño. 33

CAPITULO III

3 MARCO METODOLÓGICO

3.1 Tipo y diseño de investigación 35
3.1.1 Técnicas de recolección de datos. 35

3.2 Pruebas realizadas.....35

3.3 Fases de la metodología.....36

3.3.1 Descripción del edificio 36

3.3.2 Análisis y diseño Estructural del edificio. 38

3.3.2.1 Pre-dimensionamiento de la losa tipo deck.....39

3.3.2.2 Cuantificación de la carga muerta.....40

3.3.2.3 Cuantificación de la carga viva.....41

3.3.2.4 Determinación de la carga sísmica. 42

3.3.2.5 Pre dimensionamiento de las vigas secundarias. 46

3.3.2.6 Pre dimensionamiento de las vigas de amarre.....53

3.3.2.7 Pre dimensionamiento de las vigas principales. 55

3.3.2.8 Pre dimensionamiento de las columnas. 57

3.3.2.9 Modelación estructural.....60

3.3.2.10 Análisis de los resultados. 64

3.3.2.11 Periodos de vibración. 66

3.3.2.12 Participación de la Masa. 66

3.3.2.13 Revisión de derivas de pisos. 67

3.3.2.14 Control de deformaciones máximas permisibles.....68

3.3.2.15 Cortante basal. 69

3.3.2.16 Diseño de vigas. 71

3.3.2.17 Diseño de columnas.....83

3.3.2.18 Diseño por capacidad. 98

3.3.2.19 Diseño de conexión soldada viga-columna.....104

CAPITULO IV

4 RESULTADOS

4.1 Análisis e interpretación de los resultados.....109

4.1.1 Presentación de los resultados. 109

CONCLUSIONES. 111

RECOMENDACIONES. 112

BIBLIOGRAFIA……..113

ANEXOS

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: territorio del cantón Pedernales 4
Figura 2: perfiles laminado en caliente 10
Figura 3: perfiles laminados en frio 11
Figura 4: Comportamiento estructural, mecanismo de deformación plástica. 13
Figura 5: detalle de un pórtico especial 14
Figura 6: detalle de conexión apernada de corte. 16
Figura 7: Detalle de una conexión soldada de corte. 17
Figura 8: Conexión con viga de sección reducida 18
Figura 9: Mecanismo de Deformación Plástica con Rotulación en Vigas. 19
Figura 10: Detalle de una conexión viga columna. 21
Figura 11: Ecuador, Zonas sísmicas para propósito de diseño y valor del factor de zona Z. 29
Figura 12. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño. 30
Figura 13: Vista en planta 37
Figura 14: Elevación de la edificación. 38
Figura 15: detalle de la losa tipo deck 40
Figura 16: Espectro elástico e inelástico de la ciudad de Guayaquil. 46
Figura 17: área aferente de la viga secundaria. 47
Figura 18: Sección tipo W de acero. 50
Figura 19: área aferente de la viga de amarre 53
Figura 20: ilustración de la viga principal 56
Figura 21: Vista en planta con las secciones pre dimensionadas. 59
Figura 22: Vista en elevación con las secciones pre dimensionadas 60
Figura 23: Definición de los materiales de la estructura de acero. 61
Figura 24: Definición de los casos de cargas. 61
Figura 25: Ingreso del espectro y definición de carga dinámica. 62
Figura 26: estructura a analizar 65
Figura 27: deformada de la estructura 65
Figura 28: Perfil de la viga a verificar las deformaciones 68
Figura 29: deflexiones máximas en una viga 69
Figura 30: sección de la viga diseñar 71
Figura 31: Graficas de momento de toda la viga del eje 1 71
Figura 32: Graficas de cortante de toda la viga del eje 1 72
Figura 33: datos del ETABS para efectos de comprobación 74

Figura 34: sección de la viga diseñar 77
Figura 35: Graficas de momentos de toda la viga del 1 piso 78
Figura 36: Graficas de cortantes de toda la viga del 1 piso 78
Figura 37: datos del ETABS para efectos de comprobación 80
Figura 38: sección de la columna a comprobar 83
Figura 39: graficas de carga axial del pórtico 1 84
Figura 40: graficas de momento en X del pórtico 1 84
Figura 41: graficas de momento en Y del pórtico 1 84
Figura 42: Ladeo no impedido (marco rígido) 87
Figura 43: Detalle de la solicitación de la columna 90
Figura 44: sección de la columna a comprobar 91
Figura 45: graficas de carga axial del pórtico 2 91
Figura 46: graficas de momento en X del pórtico 2 91
Figura 47: graficas de momento en Y del pórtico 2 92
Figura 48: Ladeo no impedido (marco rígido) 94
Figura 49: Detalle de la solicitación de la columna 98
Figura 50: Nudo de la estructura a comprobar. 100
Figura 51: Determinación de Mpv para el caso de una columna interior de un PEM. 102
Figura 52: Conexión de momento con placa soldada en el patín. 106

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Clasificación de los sistemas estructurales sismo resistentes de acero. 12
Tabla 2: Máximas relaciones ancho-espesor para elementos a compresión. 23
Tabla 3. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada 29
Tabla 4. Niveles de amenazas sísmicas 32
Tabla 5: Tipo de uso, diseño e importancia de la estructura. 33
Tabla 6: propiedades de las novalosa 39
Tabla 7: determinación de la carga muerta 40
Tabla 8: Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas 42
Tabla 9: datos para el espectro elástico de diseño. 43
Tabla 10: Datos para el periodo fundamental. 44
Tabla 11: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles 45
Tabla 12: Valores para realizar los espectros. 45
Tabla 13: Factor de carga y dimensiones de vigas 50
Tabla 14: Factor de carga y dimensiones de vigas 54
Tabla 15: pre dimensiones de las vigas principales 57
Tabla 16: Esfuerzo crítico para miembros a compresión 58
Tabla 17: pre dimensionamiento de las columnas 59
Tabla 18: periodos de vibración. 66
Tabla 19: participación de la masa 66
Tabla 20: derivas de piso 67
Tabla 21: peso de la estructura y cortante dinámico en la base 69

PROLOGO

Haciendo énfasis en el análisis de estructuras de acero, y con el fin de plasmar en este Proyecto de Titulación el aprendizaje obtenido durante el desempeño de la carrera, realizo un enfoque de la reacción estructural de la mismas durante un fenómeno sísmico. Esto incluye planos y memorias de cálculo que desarrollan una estructura de acero compuesta de 4 plantas (Planta Baja y 3 Plantas Altas) analizada sísmicamente.

RESUMEN

El objetivo principal de esta investigación es realizar diseños sismo-resistentes en estructuras de acero para edificaciones aplicando las normas vigentes correspondientes a dicha estructura.

La edificación a diseñar estará ubicada en la ciudad de Pedernales, provincia de Manabí - Ecuador y su uso será destinado a departamentos.

Antes de analizar las estructuras se hizo un previo pre dimensionamiento aplicando criterios y dimensiones mínimas de elementos impuestos por las normas aplicadas en esta investigación.

Para llevar a cabo un análisis óptimo de la estructura se empleó el software ETABS en el cual facilita la modelación de las estructuras, ya que dicho software nos facilita la modelación y el análisis. La estructura de acero se modelo con vigas tipo “I”, sus columnas fueron tipo huecas cuadradas y la losa de placa colaborante.

Habiendo analizado y chequeado la estructura que cumpla con los diferentes requisitos impuestos por las normas como derivas de piso, deflexiones máximas, etc. Se procede a realizar el diseño sismo resistente haciendo énfasis en considerar las condiciones planteadas por los reglamentos vigentes en el plano nacional e internacional. Con los diseños propuestos se realiza los diferentes planos estructurales para que esta manera se pueda llevar a cabo su construcción.

CAPÍTULO I

1 INTRODUCCIÓN

Los sismos son desastres naturales que frecuentemente golpean a distintas regiones del Ecuador, produciendo pérdidas de vidas humanas, daño en la infraestructura civil y pérdidas económicas. Es por ello que la reducción del riesgo sísmico, y en particular de la vulnerabilidad de las construcciones, representa una tarea de gran importancia social. Si bien esta tarea debe desarrollarse en un contexto interdisciplinario, es obvio que el rol del ingeniero civil es preponderante, dado que tiene a su cargo el diseño, cálculo y supervisión del sistema estructural de las construcciones.

Es por ello que esta investigación está dirigida a los profesionales y estudiantes de ingeniería civil, con el objeto de presentar los aspectos fundamentales del diseño sismo-resistente de estructuras de acero. Las nuevas tendencias en el diseño sísmico de edificios, parecen estar orientadas a la estimación del comportamiento estructural a diferentes niveles de la intensidad del movimiento del terreno ocasionado por sismos.

1.1 Situación problemática

En los últimos años ha habido una creciente industrialización que se ha dado lugar a un notable desarrollo de la construcción a base de estructuras metálicas, tanto en la edificación industrial que es el uso más frecuente y en edificios de carácter urbano como en el caso a tratar en este proyecto de titulación.

El acero es uno de los materiales más importante para las estructuras metálicas.

Entre sus propiedades de particular importancia en los usos estructurales está la alta resistencia, comparada con cualquier otro material disponible y la ductilidad que es la capacidad que tiene el material de deformarse sustancialmente ya sea a tensión o compresión antes de fallar, otras importantes ventajas en el uso del acero son su amplia disponibilidad y durabilidad, con una modesta cantidad de protección contra la intemperie.

El Ecuador no es un país productor de acero, debe importar la materia prima para ser posteriormente procesada y transformada en productos para ser utilizados en varios sectores. Los principales productos derivados del procesamiento del acero son: varillas de acero utilizados en refuerzo de estructuras de hormigón armado y los perfiles laminados en frio y caliente utilizados en la elaboración de estructuras metálicas. Las propiedades del acero pueden cambiarse en gran medida variando las cantidades de carbono añadiendo otros elementos como silicio, níquel, manganeso y cobre. Un acero que tenga cantidades considerables de estos últimos elementos se denominará acero aliado, en sus propiedades estos elementos tienen un gran efecto contenido de carbono en el acero es casi siempre menor que el 0.5% en peso y es muy frecuente que sea de 0.2 a 0.3 %.

En este desarrollo algunas características de la estructura metálica han contribuido reducido plazo de construcción y montaje, posibilidad de reformas o ampliaciones, prefabricación, etc. En el acero el carbono incrementa su dureza

y resistencia, pero al mismo tiempo reduce su ductilidad igual que lo hace el fosforo y el azufre.

1.2 Objetivo de la investigación

1.1.1Objetivo general.

Realizar un diseño sismo resistente de estructuras de acero que sea segura, económica y de calidad, sin descuidar los requerimientos del diseño sismo resistente.

1.1.2Objetivo especifico

- Pre dimensionar la estructura de la edificación con las Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) y el American Institute of Steel Construction (AISC) para obtener las secciones optimas de la estructura.

- Realizar un análisis estructural asistido por el software ETABS para determinar los máximos momentos, cortantes y deflexiones que se producen en la estructura.

- Diseñar la estructura mediante un chequeo deflexionante para encontrar las secciones optimas de la estructura.

1.3 Delimitación del tema.

El siguiente proyecto comprende el diseño estructural sismo resistente de vivienda construidas en la ciudad de Pedernales provincias de Manabí. Esto se realiza debido a los acontecimientos ocasionados el 16 de abril del presente

año, donde fallaron un sin número de viviendas durante el evento sísmico, debido a criterios constructivos y estructuras no diseñadas para soportar este tipo de fenómenos.

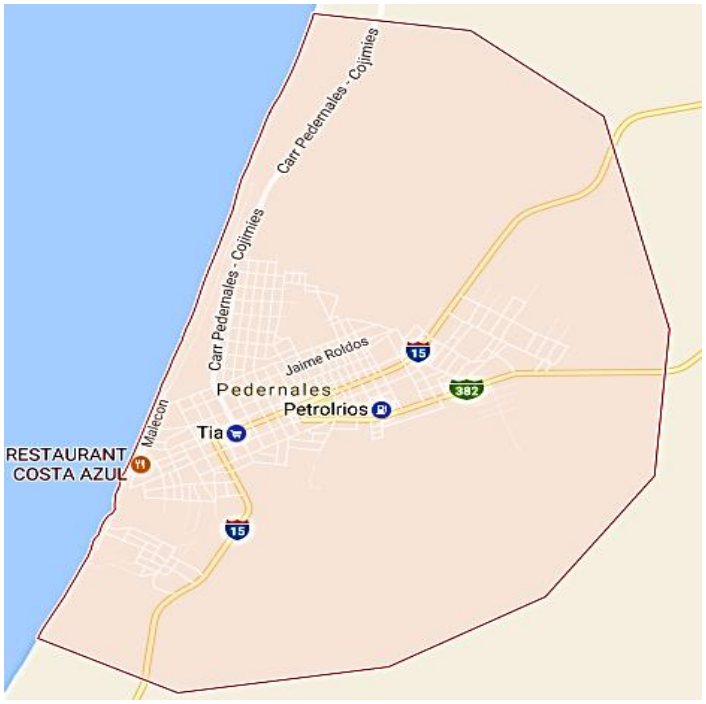


Figura 1: territorio del cantón Pedernales
Fuente: google maps

1.4 Planteamiento del problema.

El proyecto consiste en la construcción de un edificio de cuatro plantas de estructura de acero al norte de Pedernales de la provincia de Manabí, destinado a departamnetos.

Las especificaciones técnicas para la construcción del edificio son las siguientes:

- Hormigón f `c = 280 kg / cm^2 de resistencia a la compresión a los 28 días.
- Acero tipo ASTM – A 36

Frente a nuestro proyecto nos hacemos las siguientes preguntas:

¿Cuáles son las secciones estructurales óptimas para un diseño sismo resistente?

1.5 Objetivo del programa ETABS

En nuestro medio existe una gran variedad de software para el análisis y diseño de estructura, los cuales el ETABS es uno de los más conocido y utilizado, es una herramienta que el ingeniero utiliza para llevar a cabo un análisis estructural de cualquier tipo de estructuras, pudiendo ser esta desde una viga hasta una estructura más compleja como son las edificaciones. En los años anteriores al llevar a cabo un análisis estructural un tiempo considerable, sin embargo, en la actualidad este mismo análisis toma algunas horas dependiendo de la capacidad del computador que se está usando y de la complejidad de la estructura al analizar.

Con este ahorro de tiempo por parte del ingeniero, en lo que corresponde al cálculo le da mayor espacio para observar con más detenimiento otros detalles como son: la simetría, irregularidades, diseño de la estructura, proceso constructivo, etc.; que son de mucha importancia y a veces no se le da el tratamiento adecuado. La capacidad del programa es de realizar cambios de acuerdo a la necesidad del proyectista ya sea por consideraciones arquitectónicas o por procesos de optimización y generar resultados de manera rápida, es una de las grandes potencialidades del programa, permitiendo la toma de decisiones en el menor tiempo posible.

Con el programa ETABS se logra lo siguiente:

- Apreciación grafica del comportamiento de la estructura ante diversas cargas
- Facilidad para modificar la estructura
- Análisis exacto y ágil
- Rapidez en el diseño
- Dimensionamiento adecuado

CAPITULO II

2 MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de la investigación

Las estructuras de acero están sometidas a acciones accidentales tales como el viento y el sismo con diferentes niveles de amenaza en función a la ubicación. Debido a eso, es importante establecer un sistema estructural adecuado para soportar las acciones laterales con el balance de rigidez, resistencia y ductilidad que debe tener una estructura. Las acciones sísmicas inciden en estructuras con masas considerables como las edificaciones de vivienda y uso comercial, mientras que las acciones de viento inciden principalmente en estructuras livianas.

El acero estructural se obtiene al combinar el hierro, carbono y otros elementos como silicio, fósforo, azufre y oxígeno, que le contribuyen un conjunto de propiedades determinadas. El acero laminado en caliente, elaborado con fines estructurales, se le nombra como acero estructural al carbono, con límite de fluencia de 250 MPa, esto se maneja a nivel de diseño. Existen diferentes tipos de perfiles de acero, Perfiles *I, L, Canal, Tubulares,* entre otros que son utilizados para la construcción de los miembros estructurales, que terminan siendo nuestras vigas, columnas, arrostramientos, etc. Las estructuras metálicas se usan en edificaciones de viviendas, comerciales, de oficinas, industriales. Actualmente se disponen de una fabricación con altos controles de calidad que permiten alcanzar los niveles de seguridad requeridos. (Zigurat, 1998)

2.2 Normas y códigos a utilizar

Para el desarrollo de la siguiente investigación se utilizará las siguientes normas:

- Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC - 15).
- Instituto Americano de construcciones de Acero, ANSI/AISC 341-10 Y ANSI/AIS 360-10
- Fema 273

Las normas de diseño son reglas que nos imponen un determinado modo de obrar y sirven de guía para realizar diseño de elementos estructurales basados en ensayos experimentales que han sido probados.

2.3 El acero como material estructural

El acero de uso estructural es un material de fabricación industrializada, lo que asegura un adecuado control de calidad. Este material se caracteriza por una elevada resistencia, rigidez y ductilidad (esto es capacidad de soportar deformaciones plásticas sin disminuir su capacidad resistente), por lo cual es muy recomendable para construcciones sismo resistentes.

2.3.1Ventajas del acero.

- La *alta resistencia* del acero por unidad de peso implica que será poco el peso de las estructuras esto es de gran importancia para el diseño de vigas de grandes luces.
- *La uniformidad* las propiedades del acero no cambian especialmente con el pasar del tiempo.

- *Durabilidad* si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado duraran indefinidamente.
- *La ductilidad* la naturaleza dúctil de los aceros estructurales comunes les permite fluir localmente, evitando así fallas prematuras.
- *Tenacidad:* Los aceros estructurales son tenaces debido a la propiedad del material para absorber energía en grandes cantidades.
- *Elasticidad:* Su comportamiento es prácticamente linealmente elástico, cumpliendo con la ley de Hooke hasta cierto punto donde los esfuerzos ya son considerables.

2.3.2Desventajas.

- *Corrosión* es el principal inconveniente del acero y cuando se encuentra en la intemperie este se corroe con facilidad, por eso siempre se trata de proveerle con un recubrimiento.

- *Endotérmico* es susceptible al calor es decir en caso de incendio las altas temperaturas se propagarán fácilmente por la estructura haciendo que falle más rápido.

- *Susceptibilidad al pandeo* es decir, entre más esbeltos sean los miembros a compresión, mayor es el peligro de pandeo; el acero tiene una alta resistencia por unidad de peso, pero al utilizarse como columna no resultan muy económicos.

2.4 Perfiles laminados en caliente y conformados en frio

En las estructuras de acero predomina el uso de dos tipos de perfiles estructurales, los cuales se definen según su proceso de formación. En forma

conjunta ambos tipos de perfiles trabajan para dar a la estructura la resistencia y rigidez requerida, pero por separado existen diferencias considerables en lo que respecta a su comportamiento estructural.

2.4.1 Perfiles de acero laminados en caliente.

Se conocen también como perfiles pesados o de lámina gruesa. La norma encargada del desarrollo de especificaciones para secciones fundidas en caliente es el Instituto Americano de Acero de Construcción, (A.I.S.C. por sus siglas en inglés “American Institute of Steel Construction”) que son normas para estructuras pesadas.

Perfiles laminados en caliente de diversas secciones transversales que tienen en común la altura, superficies del alma, las alas y el ancho de las caras, así como los espesores.

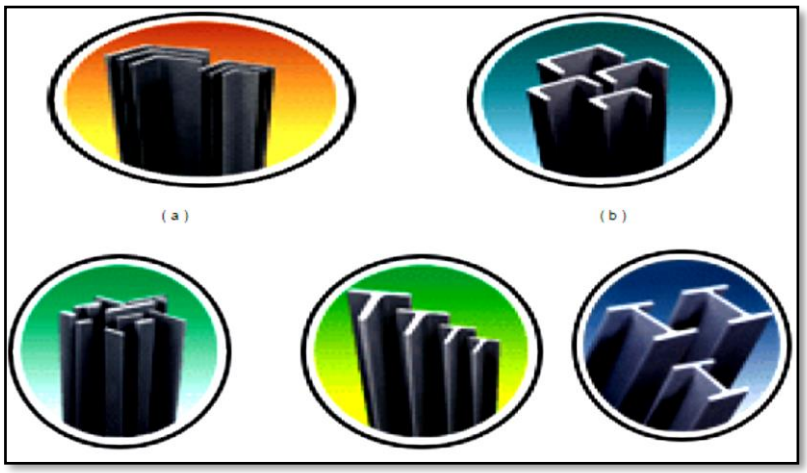


Figura 2: perfiles laminado en caliente
Fuente: google.com

2.4.2 Perfiles de acero conformados en frio.

El comportamiento de perfiles conformados en frio está determinado básicamente por las consecuencias del proceso de formación y por el uso

de materiales de espesores relativamente pequeños (espesores normales 0.4mm hasta 6.4mm).

La norma encargada del desarrollo de especificaciones para secciones fundidas en frio es el Instituto Americano del Hierro y del Acero, (A.I.S.I. por sus siglas en inglés “American Iron and Stell Institute”) que son normas para estructuras livianas.

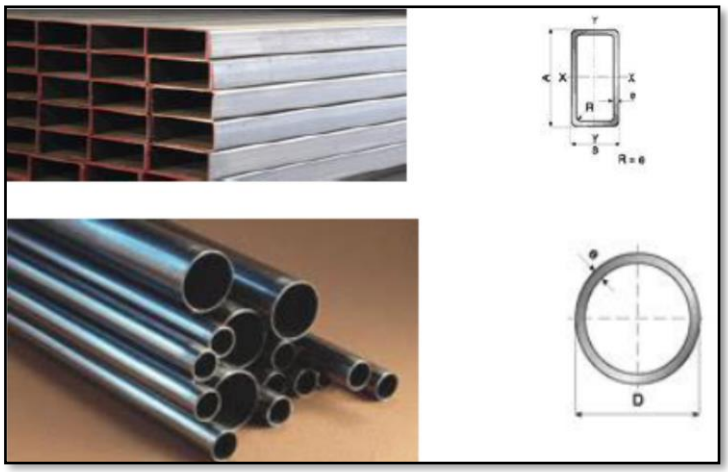


Figura 3: perfiles laminados en frio
Fuente: gooogle.com

2.5 Diseño sismo resistentes de secciones de acero estructural

La ingeniería sísmica tuvo como objetivo principal salvaguardar la seguridad de las personas, lo que desde el punto de vista estructural, implica evitar el colapso total o parcial de las construcciones. Esta estructura ante un evento sísmico tiene que ser capaz de disipar la energía generada.

Para el diseño de las secciones de acero se regirá como guía principal la normativa ANSI/AISC 341-10 que presenta los requerimientos para estructuras de acero estructural soldadas.

El reglamento ANSI/AISC 341-10 clasifica a los sistemas estructurales para construcciones sismo resistente de acero en dos grupos.

Los sistemas del primer grupo se caracterizan porque el comportamiento está controlado principalmente por la flexión, mientras que en el segundo depende principalmente de las fuerzas axiales o el corte.

Tabla 1: Clasificación de los sistemas estructurales sismo resistentes de acero.

Sistemas de pórticos a momento	**Pórticos no arriostrados ordinarios, OMF**
	Pórticos no arriostrados intermedios, IMF
	Pórticos no arriostrados especiales, SMF
	Pórticos no arriostrados especiales con vigas reticuladas, STMF
	Sistemas de columnas ordinarias en voladizo, OCCS
	Sistemas de columnas especiales en voladizo, SCCS
Sistemas de pórticos arriostrados y muros de corte	Pórticos ordinarios arriostrados concéntricamente, OCBF
	Pórticos especiales arriostrados concéntricamente, SCBF
	Pórticos arriostrados excéntricamente, EBF
	Pórticos con riostras de pandeo restringido, BRBF
	Muros de corte especiales con placas de acero, SPSW

Fuente: AISC-341-10.

Este objetivo se puede lograr haciendo un correcto diseño, creando bien el sistema de **columna fuerte-viga débil** para evitar de esta manera que se formen las rotulas plásticas en los nudos ante una acción sísmica, en las vigas se suele formar en los extremos, mientras que las columnas que son la más importantes se mantiene trabajando en el rango elástico. De esta manera se logra que la estructura tenga un comportamiento dúctil.

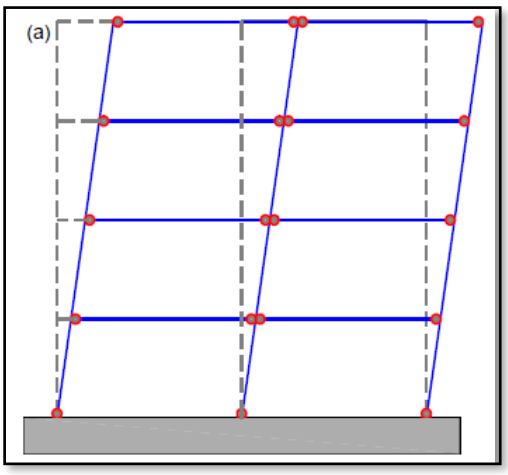


Figura 4: Comportamiento estructural, mecanismo de deformación plástica.
Fuente: Diseño sismo resistente de construcciones de acero.

2.5.1 Filosofía de diseño sismo-resistente.

El diseño estructural se hace en base al sismo de diseño. El sismo de diseño se determina a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de ubicación de la estructura o a partir de un mapa de peligro sísmico.

El diseño sismo-resistente el cual debe cumplir con la siguiente filosofía.

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

2.5.2 Pórticos especiales no arriostrados de acero.

Los pórticos no arriostrados o pórticos resistentes a momento son ensambles rectilíneos de vigas y columnas conectadas entre sí mediante soldaduras, pernos o ambos.

Los miembros componentes de estos pórticos quedan sometidos principalmente a momentos flectores y esfuerzos de corte, que controlan su diseño, razón por la que también se los denomina “pórticos a momentos”. Este tipo estructural se caracteriza por su elevada capacidad de disipación de energía, cuando se diseña y construye para tal fin. Se espera que las deformaciones inelásticas ocurran en las articulaciones plásticas de las vigas con limitadas fluencia en el panel.

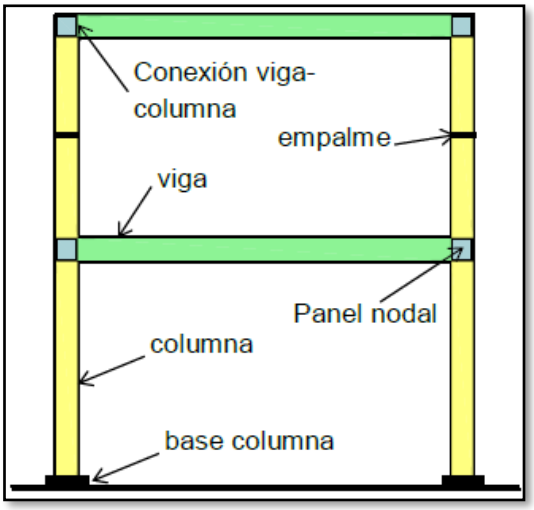


Figura 5: detalle de un pórtico especial
Fuente: Diseño sismo resistente de construcciones de acero.

2.5.3 Conexiones y tipos.

Son de suma importancia en un sistema estructural ya que muchas de las fallas de los miembros se deben a las conexiones pobremente diseñada o

detallada. Las conexiones deben ser adecuadas capaz transmitir las cargas a otros miembros o la cimentación de una manera segura. Los tipos de conexiones son:

2.5.3.1 Conexiones apernadas.

Estructuralmente se puede trabajar con pernos ordinarios o de alta resistencia. Esta conexión es aplicable tanto para conexiones viga-columna como para conexiones de viga (secundaria) a viga (principal).

Las especificaciones ANSI/AISC 341-10 indican, en su sección D2, criterios generales para el diseño de conexiones en estructuras sismo resistente. Estos requerimientos son:

- La resistencia a corte de la conexión con agujeros estándar debe calcularse como pernos tipo aplastamiento.
- Pernos y soldadura no deben combinarse en una conexión para resistir en forma compartida la misma componente de una fuerza.
- Los agujeros para los pernos deben ser agujeros estándar o agujeros de ranura corta (en la dirección perpendicular a la carga aplicada).

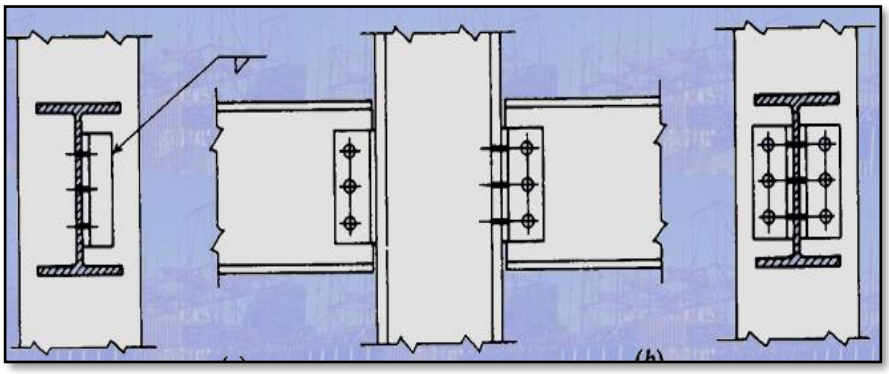


Figura 6: detalle de conexión apernada de corte.
Fuente: estructuras de acero.

2.5.3.2 Conexiones soldadas.

Proceso que sirve para unir dos elementos metálicos mediante el calentamiento de las mismas, y pueden llegar a fusionarse mezclándose entre sí y que al enfriarse forma una continuidad. No se indican requerimientos especiales, salvo la aplicación del Capítulo J del ANSI/AISC 360.

2.5.3.3 Ventajas de la soldadura.

Actualmente es posible aprovechar las grandes ventajas que la soldadura ofrece, ya que los temores de fatiga e inspección se han eliminado casi por completo. Algunas de estas muchas ventajas de la soldadura son:

- Para la mayoría de los proyectistas, la primera ventaja es la economía.
- La soldadura tiene un área de aplicación mucho mayor que los remaches o los tornillos. Considere una columna de tubo de acero y las dificultades para conectarla a los otros miembros

- Las estructuras soldadas son más rígidas, porque los miembros por lo general están soldados directamente uno a otro.
- hace a las estructuras realmente continuas. Esto se traduce en la construcción de una sola pieza, y pues como tal, no debe haber limitaciones a las uniones.
- Resulta más fácil realizar cambios en el diseño y corregir errores durante el montaje (y a menor costo) si se usa soldadura.
- Se usan menos piezas y, como resultado, se ahorra tiempo en detalle, fabricación y montaje de la obra.

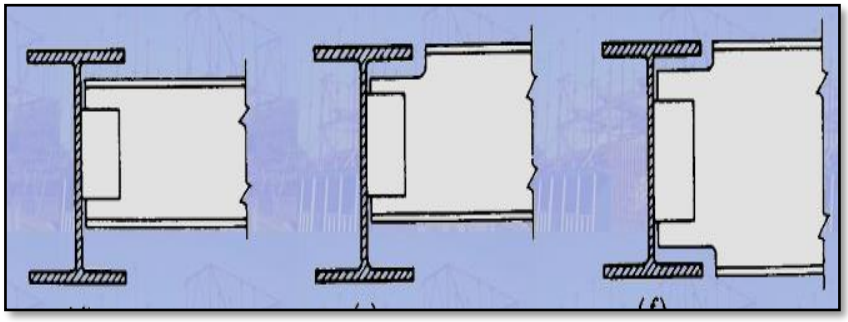


Figura 7: Detalle de una conexión soldada de corte.
Fuente: Uniones y conexiones en estructuras de acero.

2.5.3.4 Conexiones de vigas de sección reducida.

Las conexiones con viga de sección reducida (CVSR) representan una buena solución estructural (basada en principios de diseño por capacidad), que permite realizar conexiones de rápida ejecución, con bajos requerimiento de mano de obra.

El objetivo de practicar este corte en esta zona es el de forzar la formación de la articulación plástica dentro de la sección reducida de la viga y es una conexión precalificada para ser usada en Pórticos

Especiales a Momento. La conexión con la columna se realiza mediante soldadura de ranura de penetración completa (SRPC) en las alas y alma.

Actualmente es posible utilizar una conexión similar, pero con ciertos detalles especiales que mejoran su comportamiento, denominada “conexión ala soldada no reforzada-alma soldada”.

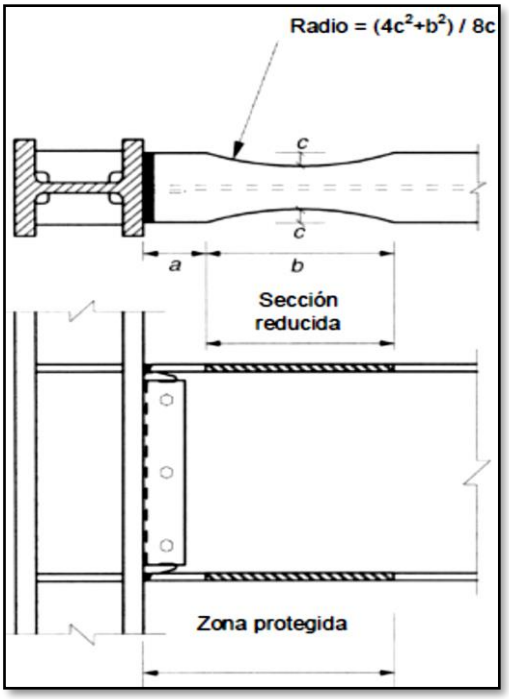


Figura 8: Conexión con viga de sección reducida
Fuente: Diseño sismo resistente de construcciones de acero.

2.5.3.5 Conexiones viga-columnas.

Estas conexiones forman parte del sistema sismo resistente. El objetivo de conexión viga–columna es que cumpla con los siguientes requerimientos de la NEC como son:

- *Ángulos de deriva entre pisos:* La conexión debe ser apto de sostener un ángulo de deriva de entrepiso de por lo menos 0.035 radianes.
- *Resistencia a la flexión:* La capacidad a flexión medida desde la cara de la columna debe ser como mínimo 0.80 Mp de la viga conectada cuando el ángulo de deriva de entrepiso sea de 0.035 o 0.040.
- *Resistencia requerida al cortante:* La capacidad requerida al corte se debe decidir a partir del corte producido por las cargas gravitacionales más el cortante Ve (cortante sísmico) asumiendo la formación de articulaciones plásticas en los extremos de la viga. Donde ***Ve=2(1.1RyMp/Lh)***

    - ***Lh***=distancia entre articulaciones plásticas.
    - ***Mp***=resistencia plástica nominal a flexión.
    - ***Ry***=factor de esfuerzo probable.

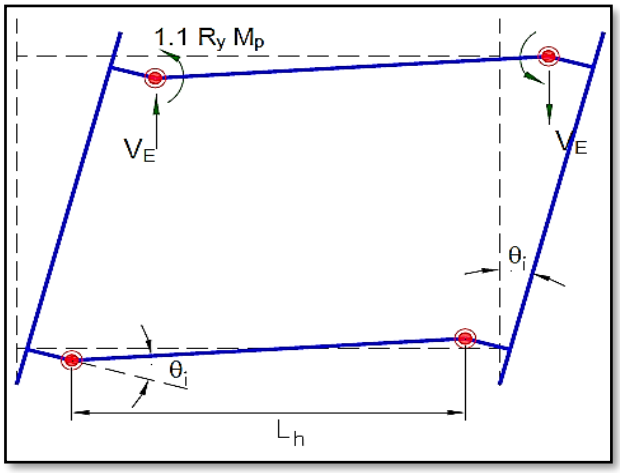


Figura 9: Mecanismo de Deformación Plástica con Rotulación en Vigas.
Fuente: AISC-314-10.

- *Estabilidad:* El diseño debe introducir un estudio de la estabilidad del pórtico incluyendo efectos de segundo orden, además debe demostrar que cualquier deriva adicional debido a la deformación puede ser acomodado por el pórtico.

2.5.3.6 Placas de continuidad.

El objetivo de las placas de continuidad es asegurar un apropiado traslado de las cargas de compresión y tracción que ocasionan sobre la columna. Las placas de continuidad no son otra cosa que rigidizadores que se sitúan entre las alas de las columnas en niveles adecuados a las alas de las vigas que entran al nudo y se deben colocar en las conexiones de viga-columna, con excepción de los siguientes casos que la NEC propone:

- Cuando el ala de la viga este acoplada al ala de una columna de ala ancha o sección “I” armada que tenga un espesor que satisfaga las ecuaciones siguientes:

$$t_{cf^{\cdot}} \geq 0.4\sqrt{1.8 b_{vf^*} t_{vf^*} \frac{Fyv * Ryv}{Fye * Rye}} \quad ; \quad t_{cf^{\cdot}} \geq \frac{b_{vf^*}}{6}$$

Ecuación 1: 1 condición para no usar placa de continuidad.

- Cuando el ala de la viga esté conectada al ala de una columna de una sección “I” con ala ancha encajonada con un espesor que satisfaga las ecuaciones:

$$t_{cf\cdot} \geq 0.4\sqrt{\left[1-\frac{b_{vf*}}{b_{cf*}^2}\left(b_{cf*}-\frac{b_{vf*}}{4}\right)\right]1.8b_{vf*}t_{vf*}\,\frac{Fyv*Ryv}{Fye*Rye}}\;;\; t_{cf\cdot} \geq \frac{b_{vf*}}{12}$$

Ecuación 2: 2 condiciones para no usar placa de continuidad.

Donde:

- *bvf*=ancho del ala de la viga
- *Fyv*=máximo esfuerzo de fluencia especificado para el ala de la viga.
- *Fye*= máximo esfuerzo de fluencia especificado para el ala de la columna
- *Ryv*=factor esfuerzo de fluencia probable de la viga.
- *Rye*= factor de esfuerzo de fluencia probable de la columna
- *Tcf*=espesor mínimo requerido para el ala de la columna cuando no se requiere placa de continuidad
- *Tvf*=espesor del ala de la viga.

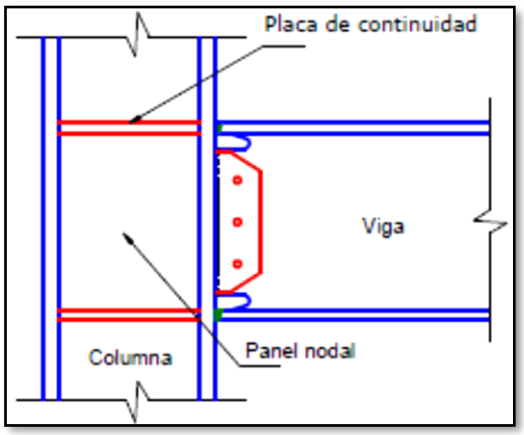


Figura 10: Detalle de una conexión viga columna.
Fuente: Diseño sismo resistente de construcciones de acero.

En los espesores de placas de continuidad los parámetros de la NEC son:

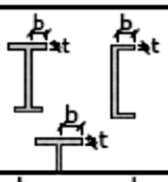
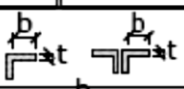
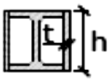
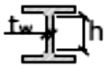
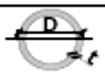
- *En conexiones exteriores:* el espesor deberá ser por lo menos la mitad del espesor del ala de la viga
- *En conexiones interiores:* el espesor deberá ser por lo menos igual al espesor de mayor valor de las alas de las vigas ubicado a cada lado de la columna.
- Además, se deberá cumplir los requerimientos de la sección *J10* de la especificación *AISC 360-10.*

2.5.3.7 Requerimientos para vigas y columnas relación ancho-espesor.

Las secciones de los miembros de estos pórticos deben cumplir con las relaciones anchura-espesor límite indicadas en la Tabla esto con el fin de controlar los problemas de pandeo local. Las vigas y columnas de pórticos especiales se deben comprobar los requisitos establecidos para miembros de alta ductilidad, los valores limites se encuentran tabulados para elementos rigidizados y no rigidizados

Se deben tratar como zonas protegidas los extremos de las vigas en donde se forman las rotulas plásticas, usualmente la longitud de zona protegida se extiende desde la cara de la columna hasta la mitad de la altura de la sección medida a partir de la rótula plástica.

Tabla 2: Máximas relaciones ancho-espesor para elementos a compresión.

	Tipo de elemento	Relación ancho-espesor	Límites λ_{ps}	Ejemplo
Elementos no Rigidizados	Flexión en alas de vigas "I" roladas o armadas, canales y vigas "T"	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$	
	Lados de ángulos simples o dobles con separadores			
	Lados salientes de pares de ángulos en contacto continuo			
	Alas de secciones para pilotes "H"	b/t	$0.45\sqrt{E/F_y}$	
	Alma de vigas "T"	d/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$ [a]	
	Barras planas	b/t	2.5	
Elementos Rigidizados	Paredes de HSS rectangulares	b/t	$0.55\sqrt{E/F_y}$ [b]	
	Alas de perfiles "I" encajonados, y secciones cajón armadas	b/t		
	Placas laterales de secciones laminadas "I" encajonadas y paredes de perfiles armados encajonados usados como arriostramientos diagonales	h/t		
	Almas de perfiles "I" armados o rolados usados para vigas o columnas [c]	h/t_w	Para $C_a \le 0.125$: $2.45\sqrt{E/F_y}(1-0.93C_a)$; Para $C_a > 0.125$: $0.77\sqrt{E/F_y}(2.93-C_a) \ge 1.49\sqrt{E/F_y}$; donde: $C_a = \frac{P_a}{\phi_b P_y}$ (DFCR); $C_a = \frac{\Omega_b P_a}{P_y}$ (DRA)	
	Placas laterales de secciones laminadas "I" encajonados usados como vigas o columnas	h/t		
	Almas de secciones cajón armadas usados como vigas o columnas	h/t		
	Almas de perfiles "I" rolados o armados usados como arriostramientos diagonales	h/t_w	$1.49\sqrt{E/F_y}$	
	Almas de secciones para pilotes "H"	h/t_w	$0.94\sqrt{E/F_y}$	
	Paredes de HSS de sección circular	D/t	$0.038\,E/F_y$	

(a) Para perfiles T de miembros sujetos a compresión, la máxima relación ancho-espesor para miembros con gran ductilidad, para el alma de la "T" puede ser incrementada a $0.38\sqrt{E/F_y}$ si se satisfacen las siguientes condiciones:
(1) Pandeo en el miembro a compresión ocurre alrededor del plano del alma
(2) La carga a compresión es transferida al final de la conexión, solo a la cara exterior del alma, de la T, dando como resultado una conexión excéntrica que reduzca los esfuerzos de compresión en la punta del alma de la T.

(b) La maxima relación ancho-espesor de las alas de una viga "I" rolada y una viga cajón armada para las columnas en un Pórtico Especial a Momento no debe exceder $0.60\sqrt{E/F_y}$

(c) Para las vigas "I" roladas usadas en sistemas PEM, donde C_a es menor o igual a 0.125, la máxima relación ancho-espesor h/t_w no debe exceder $2.45\sqrt{E/F_y}$.

Fuente: ANSI/AISC 341-10.

2.5.3.8 Criterio columna fuerte-viga débil.

A los efectos de asegurar el mecanismo de viga débil columna fuerte en el diseño de los pórticos especiales, se debe cumplir con la siguiente relación, basada en conceptos del diseño por capacidad:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1$$

Ecuación 3: columna fuerte - viga débil.

Donde el numerador representa la suma de los momentos plásticos en las columnas por encima y debajo del nudo, considerando la reducción por efecto de la carga axial, y el denominador representa la suma de la resistencia flexional esperada en las vigas, proyectada en la cara de la columna. Los momentos flectores definidos previamente se determinan como:

$$M_{pc} = Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$$

Ecuación 4: momentos probables en columnas

$$M_{pb} = 1.1 * Z_b * F_{yb} * R_y + M_{uv}$$

Ecuación 5: momentos probables en vigas

Donde ***Zc*** y ***Zb*** son los módulos plásticos de columna y viga, respectivamente, ***Puc*** es la resistencia requerida a compresión de la columna y ***Muv*** es el momento adicional en la viga debido a la

amplificación producida por corte desde la rótula plástica hasta el eje de la columna.

En los casos en que se usan conexiones con secciones de viga reducida, se debe considerar en el cálculo del momento el módulo plástico correspondiente a la sección reducida.

La condición de resistencia definida por la Ecuación de capacidad, no es aplicable para en los siguientes casos:

- Columnas con **Pu > 0.3Py** en edificios de 1 piso, o en el piso superior de edificios de varios niveles.
- Columnas con **Pu > 0.3Py** que además cumplen requisitos especiales de resistencia a corte, se detalla en la Sección E3.4a de ANSI/AISC 341-10.

2.5.4 Análisis Estructural.

El análisis estructural proporciona resultados a nivel global (reacciones, desplazamientos) y a nivel de cada sección (esfuerzos, curvaturas, elongaciones). Debe servir, también, para determinar el comportamiento a nivel local (tensiones, deformaciones) de aquellas zonas singulares en las que las hipótesis clásicas de la resistencia de materiales no sean aplicables, zonas locales próximas a cargas concentradas, nudos, cambios bruscos de sección, etc.

El análisis estructural debe adoptar, en cada caso, los modelos e hipótesis fundamentales de cálculo apropiados para aproximar el comportamiento real

de las estructuras con la precisión necesaria para asegurar la no superación del estado límite considerado.

No parece aconsejable aprender analizar un tipo específico o aun algunos tipos diferentes de estructuras. En lugar de ello es más importante aprender los principios fundamentales que son aplicable a todos los sistemas estructurales, independientemente de su tipo o uso.

2.5.5 Comportamiento Estructural.

Es la manera que una estructura pueda responder ante solicitaciones externas como los eventos sísmicos de diferente intensidad, disipando energía a través de sus elementos de resistencia lateral.

El comportamiento estructural depende de muchos factores como, la intensidad del sismo, duración y frecuencia del movimiento, condiciones geológicas y la calidad de los procesos constructivos.

2.6 Tipos de carga

La tarea más importante y difícil que debe enfrentar un diseñador de estructuras, es la estimación precisa de las cargas que recibirá una estructura durante su vida útil. No debe omitirse la consideración de cualquier carga que pueda llegar a presentarse. Después de que se han estimado las cargas es necesario investigar las combinaciones más de favorables que pueden ocurrir en un momento dado.

2.6.1 Cargas permanentes

Las cargas permanentes (o cargas muertas) están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales, tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura.

2.6.2 Carga viva (sobrecargas de uso)

Las sobrecargas que se utilicen en el cálculo dependen de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras.

2.6.3 Cargas por viento

Velocidad instantánea máxima del viento. La velocidad de diseño para viento hasta 10 m de altura será la adecuada a la velocidad máxima para la zona de ubicación de la edificación, pero no será menor a 21m/s (75 km/h).

2.6.4 Cargas sísmicas.

Son cargas accidentales provocadas por un sismo sobre la estructura y que debe ser soportada por esta, también se pueden determinar cómo fuerzas estáticas horizontales aplicadas a la masa de la estructura, pero es necesario realizar un análisis dinámico y así poder determinar la máxima fuerza que estará sometida la estructura.

2.7 Peligro sísmico del Ecuador

2.7.1 Acción sísmica

El terremoto de Ecuador del 2016 fue un movimiento sísmico ocurrido a las 18:58 del 16 de abril del 2016 con epicentro entre el cantón Pedernales y la parroquia Cojimíes en la Provincia de Manabí con una magnitud de 7.8 constituye el sismo más fuerte sentido en el País desde el terremoto de Colombia de 1979 y el más destructivo desde los terremotos de Ecuador de 1987 y Bahía 1998.

Sin embargo, la localidad más afectada en la provincia, y el país fue Pedernales, que más tarde se reconocería donde fue el epicentro real del terremoto, la localidad fue destruida entre un 70 y 80% y durante varios días fue imposible el acceso por vía terrestre dado el daño severo que sufrieron las carreteras que la conectan con el resto del territorio ecuatoriano.

2.7.1.1 Zonificación sísmica del ecuador.

Zonificación sísmica y factor de zona Z. Para los edificios de uso normal, se usa el valor de Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas del Ecuador caracterizada por el valor de zona Z. (NEC-15).

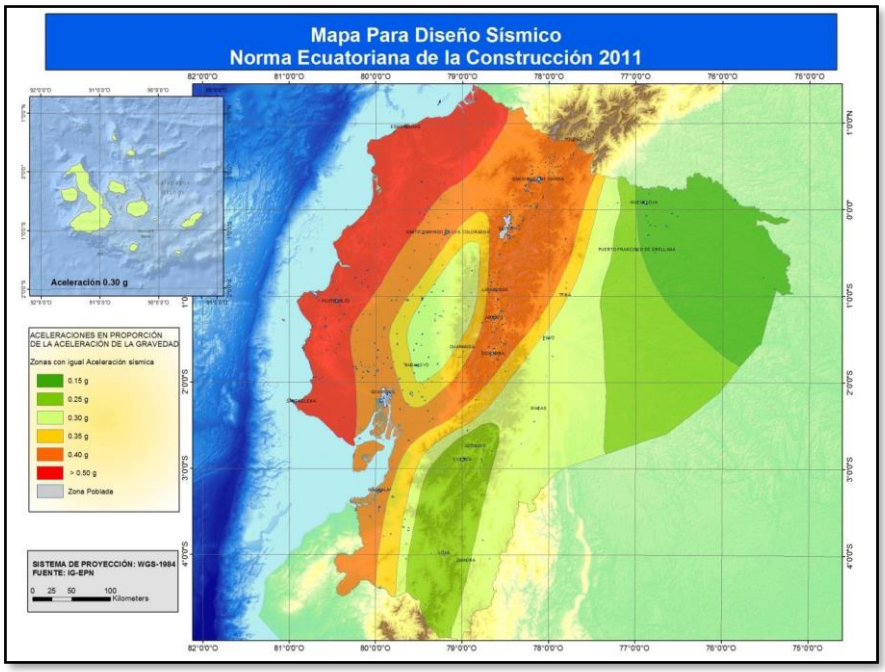


Figura 11: Ecuador, Zonas sísmicas para propósito de diseño y valor del factor de zona Z.
Fuente: NEC – 15

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio del peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años) que incluye una saturación de 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI.

Tabla 3. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	>= 0.50
Caracterización del peligro sísmico	intermedia	alta	alta	alta	alta	Muy alta

Fuente: NEC – 15

Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta Con excepción del:

- Nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia.

- Litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy al Alta.

2.7.1.2 Espectro elástico de diseño.

Los efectos dinámicos del sismo de diseño pueden modelarse mediante un espectro de respuesta para diseño. El espectro de respuesta elástico de aceleraciones ***Sa***, expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño.

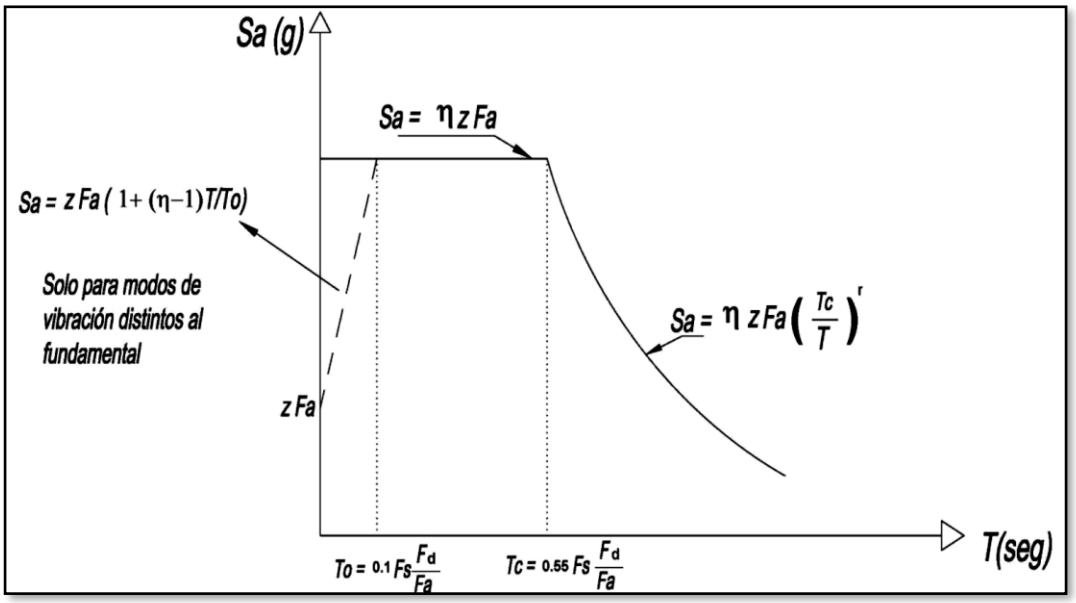


Figura 12. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
Fuente: NEC – 15

η	razón entre la aceleración espectral Sa (T=0.1s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado
Fa	Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
Fd	Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
Fs.	Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos
Sa	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura
T	Periodo fundamental de vibración de la estructura
To	Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
Tc	Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

2.7.1.3 Niveles de amenaza sísmica.

La verificación de desempeño se hace para los niveles de amenazas sísmicas presentados a seguir:

Se clasifican los sismos según los niveles de peligro y periodo medio de retorno (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 4. Niveles de amenazas sísmicas

Nivel de sismo	sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno T_r (años)	Tasa anual de excedencia (1 /T)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro (extremo)	2%	2500	0.0040

Fuente: NEC – 15

2.7.2 Metodología del diseño sismo resistente.

2.7.2.1 Categoría de edificio y coeficiente de importancia I.

Este factor tiene como propósito aumentar la demanda sísmica de diseño para estructuras, utilizando este factor las estructuras deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después del sismo de diseño. Se adoptará dependiendo del uso y la importancia de la edificación.

Tabla 5: Tipo de uso, diseño e importancia de la estructura.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras substancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: NEC - 15.

2.7.2.2 Carga sísmica reactiva.

Representa la carga reactiva por sismo ***W*** y es igual a ***W=D+0.25Li*** donde ***D*** es la carga muerta total de la estructura más un 25% de la carga viva de piso, pero esto es para casos especiales como bodegas y almacenes.

2.7.2.3 Cortante basal de diseño.

Es una fuerza total de diseño ***V*** por cargas laterales esta es aplicada en la base de la estructura en una dirección especificada de acuerdo con las especificaciones esta norma se calcula con la expresión siguiente:

$$V = \frac{ISa(Ta)}{R * \emptyset \boldsymbol{E} * \emptyset \boldsymbol{P}} * W$$

Ecuación 6: cortante basal.

Dónde:

- ***Sa (Ta)=*** Espectro de diseño en aceleración.
- ***ØP y ØE=*** Coeficientes de configuración en planta y elevación.
- ***I=*** Coeficiente de importancia.
- ***R=*** Factor de reducción de resistencia sísmica.
- ***W=*** Carga sísmica reactiva.
- ***Ta=*** Periodo de vibración.

CAPITULO III

3 MARCO METODOLÓGICO

3.1 Tipo y diseño de investigación

En este estudio los niveles de investigación serán exploratorios, descriptivos y explicativos, aquí prevalecerá lo cuali-cuantitativo y está dada por la dominante utilización de los datos numéricos, con orientación normativa. También es documental por que se consultó varios textos relacionados a este tema.

El estudio representativo específico la estructura con sus diferentes propiedades, sus conexiones, las características de los perfiles, los principios de diseños sísmicos sometidos a las normas y a las combinaciones de cargas.

Se utilizó el software ETABS V. 9.7.0 para determinar el comportamiento de la estructura, mediante a las solicitaciones a la que va estar sometida y así poder decidir las dimensiones de los elementos como: tipos de perfiles, y cuantías necesarias para las resistencias requeridas.

3.1.1 Técnicas de recolección de datos.

Para este estudio se procedió a recolectar información sobre a qué va a ser destinada dicha edificación, así como su ubicación. Ya que estos datos son muy importantes para poder analizar dicha estructura.

3.2 Pruebas realizadas

Las pruebas realizadas en esta investigación fue analizar la estructura con el software ETABS V. 9.7.0; hasta que los resultados y el diseño sismo resistente

cumplan con lo especificados en las normas y además fueran los más idóneos para proceder a diseñar y realizar los planos estructurales correspondientes.

3.3 Fases de la metodología

3.3.1 Descripción del edificio

El proyecto se ubicará en el Cantón Pedernales, provincia de Manabí y consiste en la construcción de un edificio de cuatro niveles con estructura de acero que será destinado a uso de departamentos; siendo el área de implantación de 96.00 m². con una geometría bastante regular en elevación y en planta, ya que cualquier irregularidad puede presentar diferentes comportamientos dependiendo del tipo de estructura.

El edificio de acero estructural será de placa colaborante (Steel panel), las columnas serán tubos huecos cuadrados, su estructura será de pórticos no arriostrados especiales de acero laminado en caliente.

- La planta del edificio consta de 2 vanos en la dirección “x”, es decir que la estructura estará conformada por 3 pórticos en esta dirección.

- La planta del edificio consta de 2 vanos en la dirección “Y”, es decir que la estructura estará conformada por 3 pórticos en esta dirección.

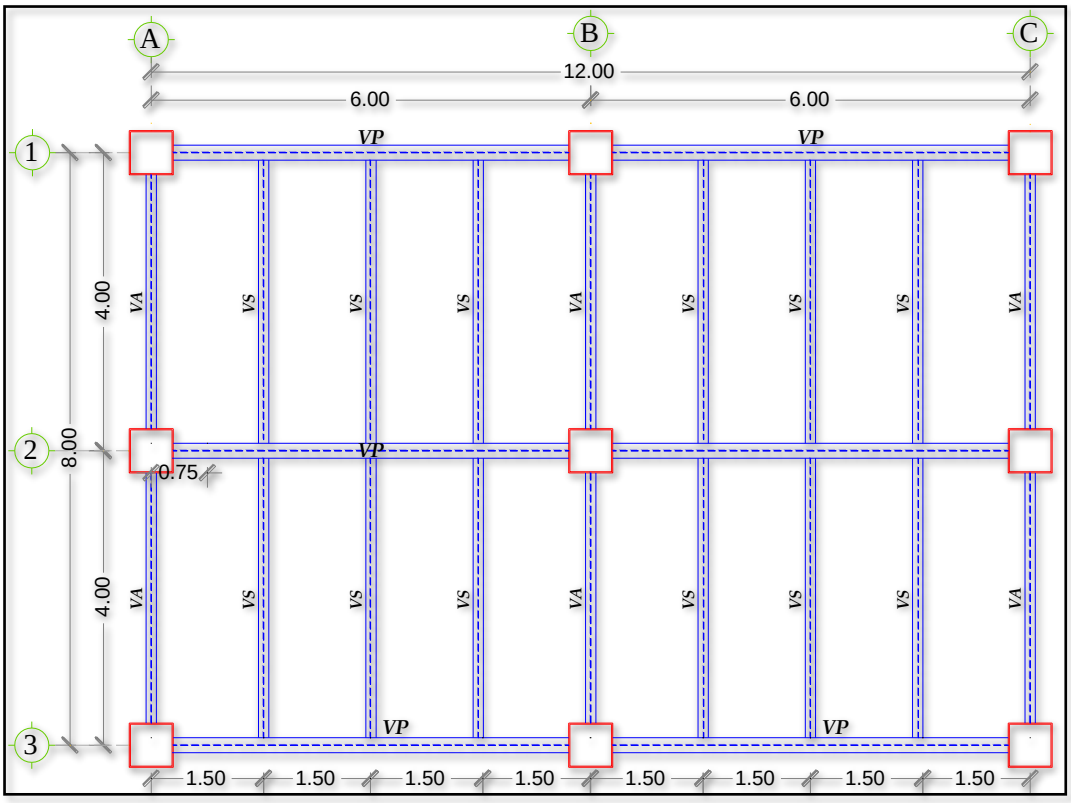


Figura 13: Vista en planta.
Fuente: Ciro Flores.

- El edifico tendrá una planta baja más tres pisos altos con una altura entre niveles de 3 m, obteniendo una altura total de la edificación de 12 m.

- Debido a que Pedernales - Manabí se encuentra en una zona de alta sismicidad se analizará para este estudio los pórticos no arriostrados especiales conocidos también como pórticos especiales resistentes a momento y tendrá 3 pórticos en “X” y 3 pórticos en “Y”

La elevación del edificio se presenta a continuación, se puede observar los ejes principales y las separaciones correspondientes.

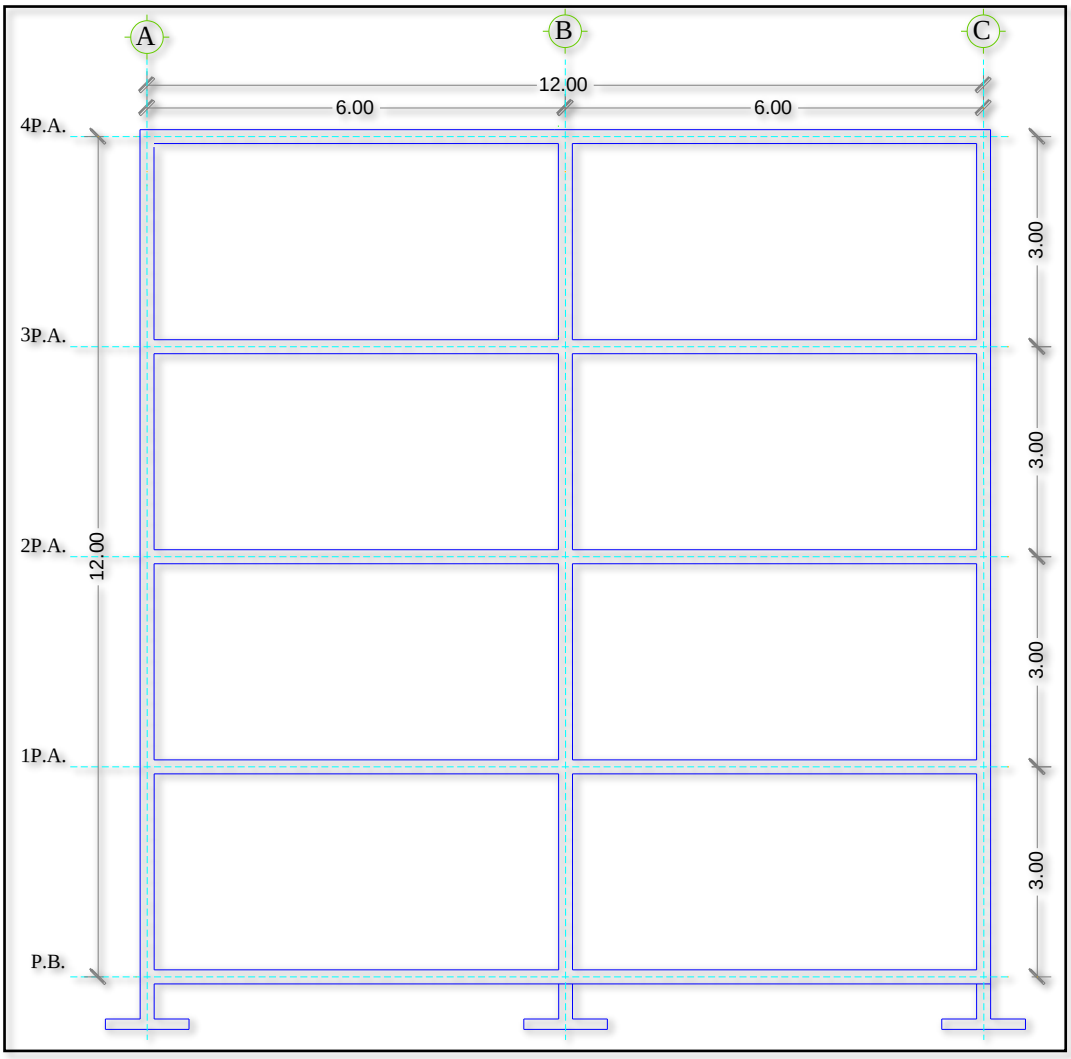


Figura 14: Elevación de la edificación.
Fuente: Ciro Flores.

3.3.2 Análisis y diseño Estructural del edificio.

El análisis de la estructura se lo llevara a cabo con el software ETABS esto se lo realizara para corroborar los pres diseños de todos los elementos estructurales del edificio de acero estructural propuestos más adelante en esta misma sección.

En dicho análisis se tendrá que cumplir las restricciones que impone la NEC como son: el control de derivas de piso, el ajuste del cortante basal, las deformaciones máximas permisibles, etc.

Para el diseño de las secciones de acero se regirá como guía principal la normativa ***ANSI/AISC 341-10*** que presenta los requerimientos para estructuras de acero estructural soldado, más específicamente para los elementos que sean parte del sistema de protección sísmica.

3.3.2.1 Pre-dimensionamiento de la losa tipo deck.

Para el análisis de la placa colaborante, se escoge las tablas de placas disponibles en el mercado nacional como referencia.

Tabla 6: propiedades de las novalosa

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN SIMPLE					
Espesor (mm)	Peso (kg/m²)	I+ (cm⁴/m)	S+ (cm³/m)	S- (cm³/m)	As (cm²/m)
0.65	6.38	31.56	9.66	10.41	8.13
0.76	7.47	39.37	12.43	13.29	9.51
1.00	9.82	55.99	18.43	19.34	12.51

CUADRO DE CAPACIDADES DE CARGA NOVALOSA 55													
Espesor de losa (cm)	Volúmen de hormigón (m³/m²)	Espesor Novalosa (mm)	Máxima luz sin apuntular (m)		Carga total sobreimpuesta (kg/m²)								
			Condición de apoyo		Separación entre apoyos (m)								
			1 vano	2 o más vanos	1.50	1.80	2.00	2.20	2.40	2.60	2.80	3.00
5	0.075	0.65	1.46	1.94	1418	1030	861	656	500	378	282	204
		0.76	1.73	2.31	1531	1301	980	742	638	498	486	296
		1.00	2.23	2.96	2000	1638	1225	920	880	699	556	440
6	0.085	0.65	1.41	1.87	1595	1141	1001	761	578	436	323	232
		0.76	1.66	2.22	1699	1463	1088	810	741	577	446	341
		1.00	2.13	2.85	2000	1837	1354	1250	978	767	599	556
10	0.125	0.65	1.24	1.66	2000	2000	1562	1171	875	644	460	312
		0.76	1.45	1.96	2000	1999	1946	1494	1151	884	672	501
		1.00	1.85	2.50	2000	2000	2000	1706	1264	1361	1088	868

Fuente: Novacero.

Para este pre dimensionamiento el espesor de la placa colaborante propuesta será de 0.65 mm teniendo como propiedades lo siguiente:

- Espesor de la placa colaborante=0.65 mm
- Espesor de la losa=5 cm

- Volumen de hormigón=0.075 m³/m²
- Separación entre apoyos=1.50 m
- Sobrecarga impuesta=1418 kg/m²

Como se observa la placa soporta 1418 kg/m² esto supera la carga viva de 200 kg/m² que especifica la NEC. A continuación, se detalla la losa.

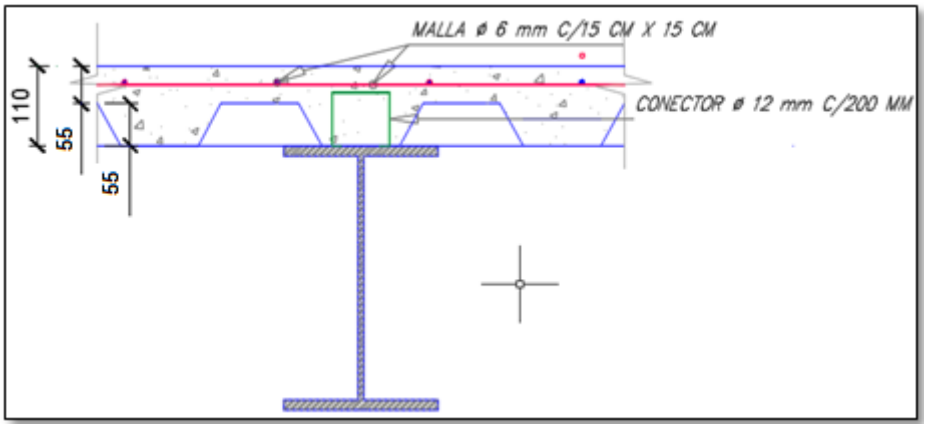


Figura 15: detalle de la losa tipo deck
Fuente: Ciro Flores

3.3.2.2 Cuantificación de la carga muerta.

Conociendo los materiales y características a usar en la edificación se procede a calcular dicha carga por m².

Tabla 7: determinación de la carga muerta

POR CONCEPTO DE PAREDES				
MATERIALES	**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**W UNITARIO**	**W TOTAL**
Bloques (0,39m*0,19m*0,09m)	U	12,50	7,20	90,00 kg/m²
Mortero para unión de paredes (8m*0,015m*0,10m)	m³	0,01	2000,00	16,00 kg/m²
Mortero de enlucido (2m²*0,015m)	m³	0,02	2000,00	40,00 kg/m²
Área de piso	m²	96,00		
Altura de piso	m	3,00		
Longitud total de pared	m	44,00		
			SUBTOTAL	**200,75 kg/m²**

POR CONCEPTO DE BALDOSA				
Baldosa (0,30m*0,30m)	u	11,11	6,00	66,67 kg/m²
Mortero para unión de baldosa (1m²*0,02m)	m³	0,01	2000,00	20,00 kg/m²
			SUBTOTAL	**87,00 kg/m²**
POR CONCEPTO DE YESO				
Plancha de yeso Armstrong (0,60m*1,20m*0,01m)	m²	1,39	1250,00	17,36 kg/m²
			SUBTOTAL	**18,00 kg/m²**
CONCEPTO DE LOSA				
Capa de compresión (0,05m*1,00m²)	m³	1,00	2400,00	120,00 kg/m²
Vol de hormigon en la novalosa	m³	0,08	2200,00	165,00 kg/m²
Placa e=65mm	m²	1,00	7850,00	6,38 kg/m²
			SUBTOTAL	**291,38 kg/m²**
DUCTOS Y VARIOS				
			SUBTOTAL	**20,00 kg/m²**
			Wlosa=	**618,00 kg/m²**

Fuente: Ciro Flores

3.3.2.3 Cuantificación de la carga viva.

La carga viva depende del uso a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, enceres y otras. Para nuestro caso será de 2 KN/m² = 200 kg/ m² por tratarse de residencias multifamiliares.

Tabla 8: Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m^2)	Carga concentrada (kN)
Hospitales		
Sala de quirófanos, laboratorios	2.90	4.50
Sala de pacientes	2.00	4.50
Corredores en pisos superiores a la planta baja	4.00	4.50
Instituciones penales		
Celdas	2.00	
Corredores	4.80	
Pasamanos, guardavías y agarraderas de seguridad	Véase sección **4.5 ASCE/SEI 7-10**	
Pasarelas y plataformas elevadas (excepto rutas de escape)	3.00	
Patios y terrazas peatonales	4.80	
Pisos para cuarto de máquinas de elevadores (áreas de 2600 mm^2)		1.40
Residencias		
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00	
Hoteles y residencias multifamiliares		
Habitaciones	2.00	
Salones de uso público y sus corredores	4.80	

Fuente: NEC - 15

3.3.2.4 Determinación de la carga sísmica.

- *El espectro elástico de diseño:* sirve para realizar un análisis dinámico lineal, esto fue realizado bajo criterios de la NEC-SE-DS – 15. Se procederá a realizar los espectros respectivos al sitio de emplazamiento de la edificación, con los siguientes datos:

Tabla 9: datos para el espectro elástico de diseño.

REGION:	COSTA	Fa:	**1,18**
PROVINCIA:	MANABI	**Fd:**	1,06
CANTON:	PEDERNALES	**Fs:**	1,13
PARROQUIA:	PEDERNALES	**n:**	1,8
POBLACION:	PEDERNALES	**r:**	1,50
FACTOR Z:	0,5	**To:**	0,110 se.
TIPO DE SUELO:	C	**Tc:**	0,608 se.
ZFa:	0,59	**Sa:**	1,06

Zona sísmica	**VI**
Valor factor Z	>= 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Muy alta

Fuente: NEC – 15

- *El periodo de vibración* de la estructura **T**, para cada dirección principal, será estimado a partir del primer método de la NEC-15. El valor de **T** obtenido al utilizar este método es una estimación inicial razonable del periodo estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas estáticas.

$$T = C_t \, h_n^{\alpha}$$

Ecuación 7: periodo de vibración

Donde:

- ***Ct*=** Coeficiente que depende del tipo de edificio
- ***Hn*=**Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.
- ***T*=**Período de vibración

Tabla 10: Datos para el periodo fundamental.

Ct =	**0.072**	**NEC-SE-DS**
α =	0.80	NEC-SE-DS
Hn=	12	Altura de la edificación

Fuente: NEC - 15

$$\boldsymbol{T = 0,072 * 12^{0.8}}$$

$$\boldsymbol{T = 0,526\ Seg.\ (periodo\ de\ vibracion\ aproximado\ segun\ la\ NEC - 15)}$$

$$Tc = 0.55Fs\frac{Fd}{Fa}\ ; \quad Sa = \eta ZFa\ ; \quad Sa = \eta ZFa\left(\frac{Tc}{T}\right)\hat{}r$$

Ecuación 8: espectro de diseño

El espectro inelástico se lo obtuvo de la relación siguiente:

$$\frac{Espectro\ elastico}{R} = Espectro\ inelastico$$

Dónde: ***R=Factor de modificación de la repuesta sísmica.*** Este factor es permitido siempre y cuando las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad y dependen realmente de algunas variables, tales como:

- tipo de estructura,
- tipo de suelo,
- período de vibración considerado

Se seleccionará de acuerdo al sistema estructural siguiente, para nuestro caso ***R=8***:

Tabla 11: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

Sistemas Estructurales Dúctiles	**R**
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: NEC – 15.

Tabla 12: Valores para realizar los espectros.

ESPECTRO ELASTICO		ESPECTRO INELASTICO	
T (seg)	**Sa (g)**	**T (seg)**	**Sa (g)**
0,00	1,062	0,00	0,133
0,61	1,062	0,61	0,133
0,70	0,922	0,70	0,115
0,75	0,861	0,75	0,108
0,85	0,759	0,85	0,095
0,95	0,679	0,95	0,085
1,15	0,561	1,15	0,070
1,35	0,478	1,35	0,060
1,55	0,416	1,55	0,052
2,05	0,315	2,05	0,039
2,55	0,253	2,55	0,032
4,00	0,161	4,00	0,020

Fuente: Ciro Flores.

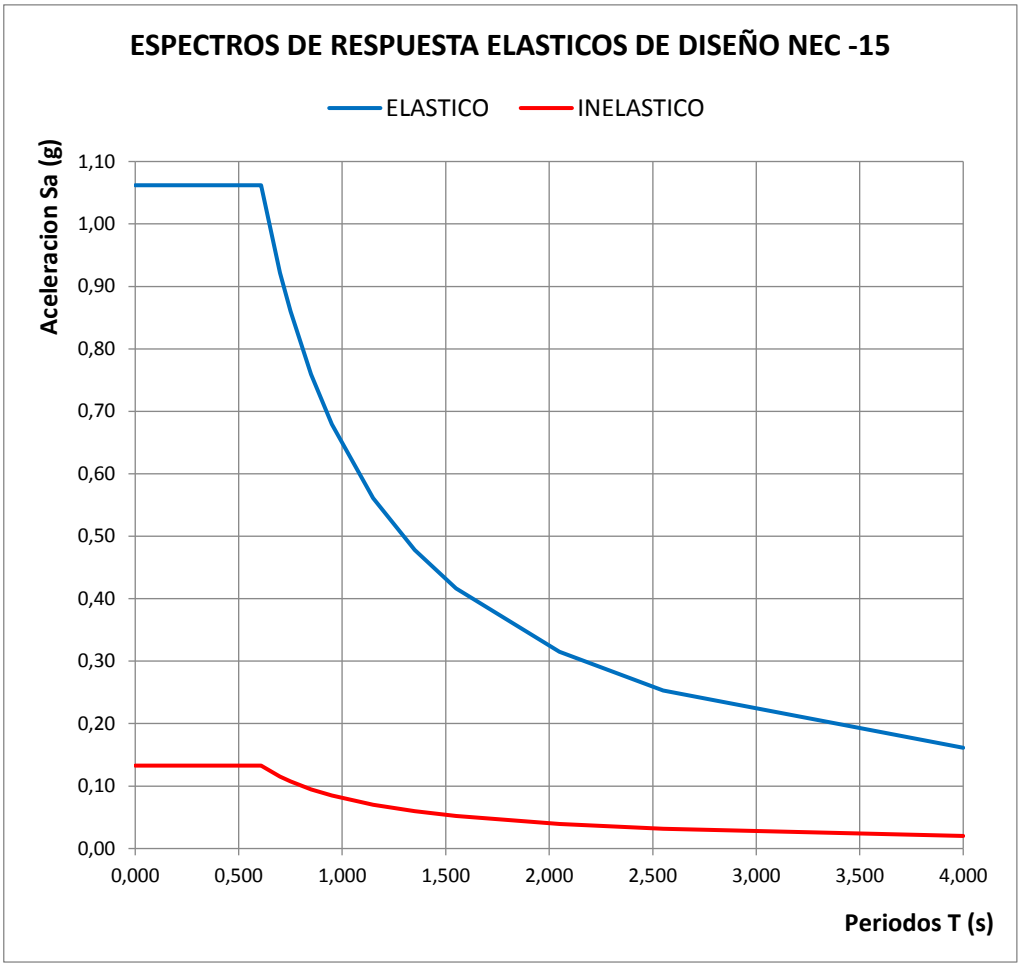


Figura 16: Espectro elástico e inelástico de la ciudad de Guayaquil.
Fuente: Ciro Flores.

3.3.2.5 Pre dimensionamiento de las vigas secundarias.

Para el pre diseño de las vigas secundarias y para la modelación posterior se establece que la conexión entre las vigas secundarias y vigas principales es simplemente apoyada. Para esta edificación se optó por colocar vigas secundarias tipo “I” con espaciamiento a 1.50 m.

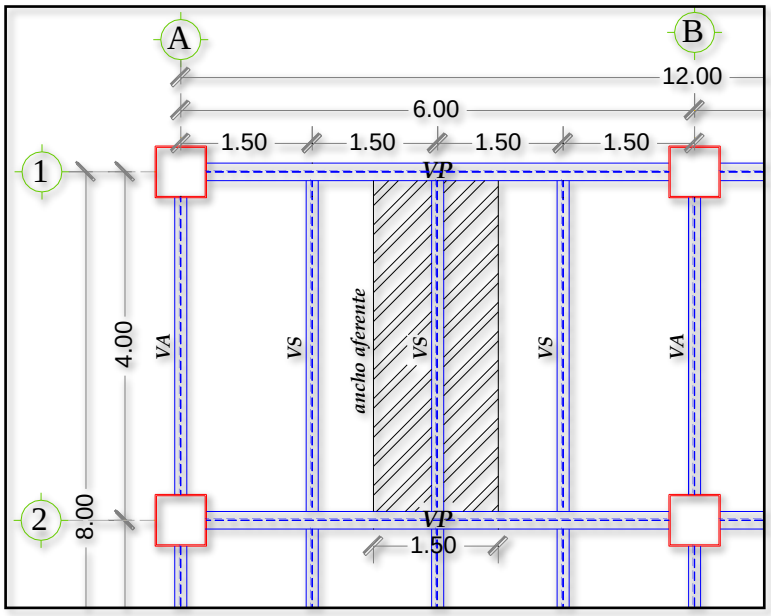


Figura 17: área aferente de la viga secundaria.
Fuente: Ciro Flores.

Al establecer un modelo simplemente apoyado de viga se tiene que definir las cargas vivas y muertas en una combinación y luego multiplicar por el ancho aferente.

$$Wu = 1{,}2WD + 1{,}6WL = \left(1{,}2 * 0{,}618\frac{To}{m^2}\right) + \left(1{,}6 * 0{,}200\frac{To}{m^2}\right)$$

$$Wu = 1{,}0616\ To/m^2$$

$$Wu = 1{,}0616\ \frac{To}{m^2} * 1.50\ m = 1{,}60\ To/m$$

Después de haber obtenido la carga mayorada calculamos el momento máximo positivo que se produce en dicha viga con la siguiente ecuación:

$$Mu = \frac{Wu * L^2}{8}$$

Ecuación 9: momento máximo positivo.

Donde:

- ***Mu=*** momento máximo positivo
- ***Wu=*** carga mayorada distribuida uniformente.
- ***L=*** longitud entre apoyos.

$$Mu = \frac{W * L^2}{8} = \frac{1{,}60\ \frac{To}{m} * (4{,}00\ m)^2}{8} = 3{,}2\ To - m$$

Ahora calcularemos la reacción para el cual pasara a ser una fuerza actuante sobre la viga principal.

$$Ru_1 = \frac{Wu * L}{2}$$

Ecuación 10: reacción en el apoyo

Donde:

- ***Ru=*** reacción en el apoyo
- ***Wu=*** carga mayorada distribuida uniformente.
- ***L=*** longitud entre apoyos.

$$Ru_1 = \frac{1{,}60\ \frac{To}{m} * (4{,}00\ m)}{2} = 3{,}20\ To$$

Luego obtenemos el modulo plástico requerido ***(Zxre)*** y así seleccionar nuestra viga en la tabla dadas por el Manual of Steel construction AISC.

$$Zx_{req} = \frac{Mu}{\phi b * fy}$$

Ecuación 11: modulo plástico.

Donde:

- ***Zx=*** modulo plástico de la seccion

  Mu= momento mayorado máximo positivo.
- ***Fy=*** esfuerzo de fluencia del acero.
- ***ϕb***=Factor de resistencia

$$Zx_{req} = \frac{Mu}{\phi b * fy} = \frac{320000\ kg - cm}{0{,}9 * 2531.05\ kg/cm^2} = 140{,}48\ cm^3$$

$$\boldsymbol{Zx_{req} = 8{,}58\ in^3}$$

La viga de sección W5x16 dada por el AISC es la que cumple con el modulo plástico requerido. Teniendo la sección vemos las dimensiones y características en la tabla dadas por el Manual of Steel construction AISC.

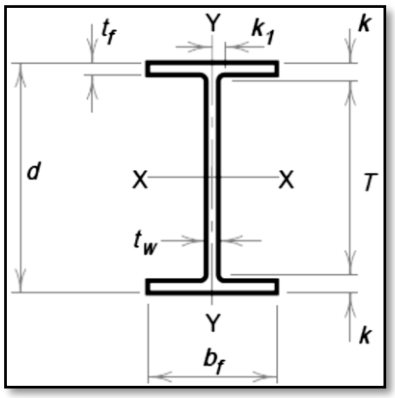


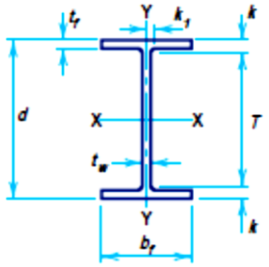
Figura 18: Sección tipo W de acero.
Fuente: AISC.

Tabla 13: Factor de carga y dimensiones de vigas

LOAD FACTOR DESIGN SELECTION TABLE
For shapes used as beams
$\phi_b = 0.90$

Z_x

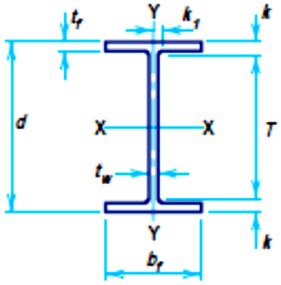
F_y = 36 ksi							F_y = 50 ksi				
BF	L_r	L_p	$\phi_b M_r$	$\phi_b M_p$	Z_x	Shape	$\phi_b M_p$	$\phi_b M_r$	L_p	L_r	BF
Kips	Ft	Ft	Kip-ft	Kip-ft	in.^{3}		Kip-ft	Kip-ft	Ft	Ft	Kips
3.10	**6.8**	**2.3**	**21.6**	**35.4**	**13.1**	**M12×10.8**	**49.2**	**33.3**	**2.0**	**5.3**	**4.74**
2.03	9.5	3.3	21.3	34.0	12.6	W10×12[b]	47.0	32.7	2.9	7.4	3.13
0.817	18.3	4.0	19.9	31.6	11.7	W6×16	43.9	30.6	3.4	12.5	1.46
0.458	30.3	5.3	19.9	31.3	11.6	W5×19	43.5	30.6	4.5	20.1	0.830
1.44	11.5	3.5	19.3	30.8	11.4	W8×13	42.8	29.7	3.0	8.5	2.35
0.417	31.1	5.0	18.8	29.7	11.0	M5×18.9	41.3	28.9	4.2	20.5	0.758
0.693	20.8	6.7	19.0	28.8	10.8	W6×15[b,c]	38.6	29.2	6.8	15.0	1.16
0.444	26.3	5.3	16.6	25.9	9.59	W5×16	36.0	25.5	4.5	17.6	0.795



W SHAPES
Dimensions

Designation	Area A	Depth d		Web Thickness t_w		Web $\frac{t_w}{2}$	Flange Width b_f		Flange Thickness t_f		Distance T	Distance k	Distance k_1
	in.^{2}	in.		in.		in.	in.		in.		in.	in.	in.
W8×28	8.25	8.06	8	0.285	5/16	3/16	6.535	6½	0.465	7/16	6⅛	15/16	9/16
×24	7.08	7.93	7⅞	0.245	¼	⅛	6.495	6½	0.400	⅜	6⅛	⅞	9/16
W8×21	6.16	8.28	8¼	0.250	¼	⅛	5.270	5¼	0.400	⅜	6⅝	13/16	½
×18	5.26	8.14	8⅛	0.230	¼	⅛	5.250	5¼	0.330	5/16	6⅝	¾	7/16
W8×15	4.44	8.11	8⅛	0.245	¼	⅛	4.015	4	0.315	5/16	6⅝	¾	½
×13	3.84	7.99	8	0.230	¼	⅛	4.000	4	0.255	¼	6⅝	11/16	7/16
×10	2.96	7.89	7⅞	0.170	3/16	⅛	3.940	4	0.205	3/16	6⅝	⅝	7/16
W6×25	7.34	6.38	6⅜	0.320	5/16	3/16	6.080	6⅛	0.455	7/16	4¾	13/16	7/16
×20	5.87	6.20	6¼	0.260	¼	⅛	6.020	6	0.365	⅜	4¾	¾	7/16
×15	4.43	5.99	6	0.230	¼	⅛	5.990	6	0.260	¼	4¾	⅝	⅜
W6×16	4.74	6.28	6¼	0.260	¼	⅛	4.030	4	0.405	⅜	4¾	¾	7/16
×12	3.55	6.03	6	0.230	¼	⅛	4.000	4	0.280	¼	4¾	⅝	⅜
×9	2.68	5.90	5⅞	0.170	3/16	⅛	3.940	4	0.215	3/16	4¾	9/16	⅜
W5×19	5.54	5.15	5⅛	0.270	¼	⅛	5.030	5	0.430	7/16	3½	13/16	7/16
×16	4.68	5.01	5	0.240	¼	⅛	5.000	5	0.360	⅜	3½	¾	7/16

W SHAPES Properties



Nominal Wt. per ft	Compact Section Criteria					Elastic Properties						Plastic Modulus	
						Axis X-X			Axis Y-Y				
	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	F_y'''	X_1	$X_2 \times 10^6$	I	S	r	I	S	r	Z_x	Z_y
lb			ksi	ksi	$(1/ksi)^2$	$in.^4$	$in.^3$	in.	$in.^4$	$in.^3$	in.	$in.^3$	$in.^3$
28	7.0	22.2	—	3480	931	98.0	24.3	3.45	21.7	6.63	1.62	27.2	10.1
24	8.1	25.8	—	3020	1610	82.8	20.9	3.42	18.3	5.63	1.61	23.2	8.57
21	6.6	27.5	—	2890	2090	75.3	18.2	3.49	9.77	3.71	1.26	20.4	5.69
18	8.0	29.9	—	2490	3890	61.9	15.2	3.43	7.97	3.04	1.23	17.0	4.66
15	6.4	28.1	—	2670	3440	48.0	11.8	3.29	3.41	1.70	0.876	13.6	2.67
13	7.8	29.9	—	2370	5780	39.6	9.91	3.21	2.73	1.37	0.843	11.4	2.15
10	9.6	40.5	39	1760	17900	30.8	7.81	3.22	2.09	1.06	0.841	8.87	1.66
25	6.7	15.5	—	4410	369	53.4	16.7	2.70	17.1	5.61	1.52	18.9	8.56
20	8.2	19.1	—	3550	846	41.4	13.4	2.66	13.3	4.41	1.50	14.9	6.72
15	11.5	21.6	—	2740	2470	29.1	9.72	2.56	9.32	3.11	1.46	10.8	4.75
16	5.0	19.1	—	4010	591	32.1	10.2	2.60	4.43	2.20	0.966	11.7	3.39
12	7.1	21.6	—	3100	1740	22.1	7.31	2.49	2.99	1.50	0.918	8.30	2.32
9	9.2	29.2	—	2360	4980	16.4	5.56	2.47	2.19	1.11	0.905	6.23	1.72
19	5.8	14.0	—	5140	192	26.2	10.2	2.17	9.13	3.63	1.28	11.6	5.53
16	6.9	15.8	—	4440	346	21.3	8.51	2.13	7.51	3.00	1.27	9.59	4.57

Fuente: AISC.

Como se observa en la tabla el modulo plástico de la sección es mayor que el modulo elástico de la sección ***Zx>Sx***

$$\mathbf{9.59}\ \boldsymbol{in}^3 >= \mathbf{8,51}\ \boldsymbol{in}^3$$

3.3.2.6 Pre dimensionamiento de las vigas de amarre.

Como anteriormente ya se determinó la mayoración de cargas, además se determina el ancho de influencia, sabiendo que la separación entre *Vs* es de 1.50 m donde se tiene:

$$Wu = 1{,}0616\ To/m^2 \qquad ; \qquad Ancho\ aferente = 0{,}75\ m$$

$$Wu = 1{,}0616\ To/m^2 * \ 0{,}75\ m = 0{,}80\ To/m$$

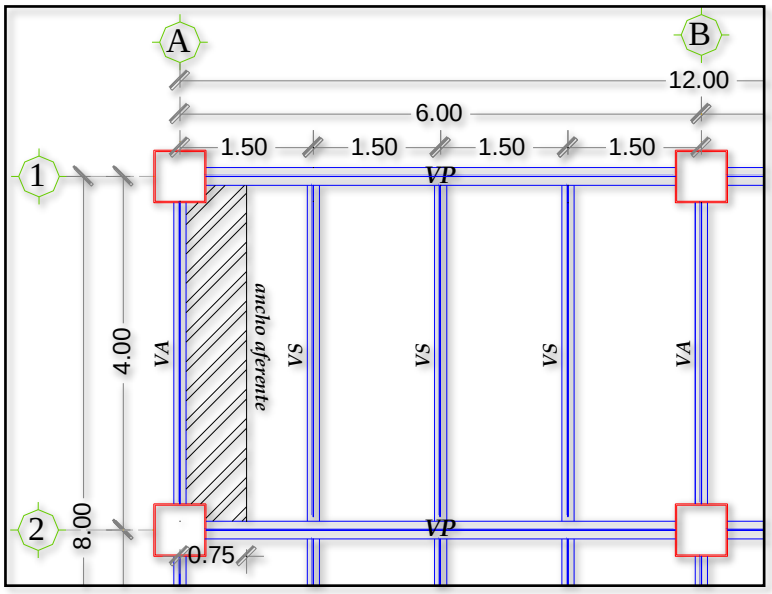


Figura 19: área aferente de la viga de amarre
Fuente: Ciro Flores

Por tanto, el momento último será el producto de la carga por la luz al cuadrado entre 12:

$$Mu = \frac{Wu * L^2}{12} = \frac{0{,}80\,\frac{To}{m}\,(4.00\ m)^2}{12} = 1{,}06\ To - m$$

Y por último obtenemos el modulo plástico requerido ***(Zxre)*** multiplicado por un factor ***F=1.2*** para considerar los efectos de las fuerzas símicas y así seleccionar nuestra viga en las tablas del AISC.

$$Zx_{req} = \frac{Mu}{\phi b * fy} = \frac{186600\ kg - cm}{0{,}9 * 2531.05\ kg/cm^2} * 1.2 = 46{,}60\ cm^3$$

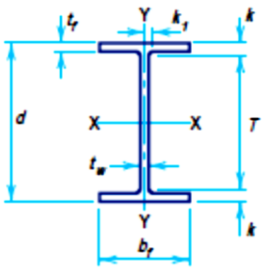
$$\boldsymbol{Zx_{req} = 3.41\ in^3}$$

Tabla 14: Factor de carga y dimensiones de vigas

LOAD FACTOR DESIGN SELECTION TABLE
For shapes used as beams
$\phi_b = 0.90$

Z_x

F_y = 36 ksi					Z_x	Shape	F_y = 50 ksi				
BF	L_r	L_p	$\phi_b M_r$	$\phi_b M_p$			$\phi_b M_p$	$\phi_b M_r$	L_p	L_r	BF
Kips	Ft	Ft	Kip-ft	Kip-ft	in.^{3}		Kip-ft	Kip-ft	Ft	Ft	Kips
3.10	**6.8**	**2.3**	**21.6**	**35.4**	**13.1**	**M12×10.8**	**49.2**	**33.3**	**2.0**	**5.3**	**4.74**
2.03	9.5	3.3	21.3	34.0	12.6	W10×12[b]	47.0	32.7	2.9	7.4	3.13
0.817	18.3	4.0	19.9	31.6	11.7	W6×16	43.9	30.6	3.4	12.5	1.46
0.458	30.3	5.3	19.9	31.3	11.6	W5×19	43.5	30.6	4.5	20.1	0.830
1.44	11.5	3.5	19.3	30.8	11.4	W8×13	42.8	29.7	3.0	8.5	2.35
0.417	31.1	5.0	18.8	29.7	11.0	M5×18.9	41.3	28.9	4.2	20.5	0.758
0.693	20.8	6.7	19.0	28.8	10.8	W6×15[b,c]	38.6	29.2	6.8	15.0	1.16
0.444	26.3	5.3	16.6	25.9	9.59	W5×16	36.0	25.5	4.5	17.6	0.795



W SHAPES
Dimensions

Designation	Area A	Depth d		Web Thickness t_w		Web $\frac{t_w}{2}$	Flange Width b_f		Flange Thickness t_f		Distance T	Distance k	Distance k_1
	in.^{2}	in.		in.		in.	in.		in.		in.	in.	in.
W8×28	8.25	8.06	8	0.285	5/16	3/16	6.535	6½	0.465	7/16	6⅛	15/16	9/16
×24	7.08	7.93	7⅞	0.245	¼	⅛	6.495	6½	0.400	⅜	6⅛	⅞	9/16
W8×21	6.16	8.28	8¼	0.250	¼	⅛	5.270	5¼	0.400	⅜	6⅝	13/16	½
×18	5.26	8.14	8⅛	0.230	¼	⅛	5.250	5¼	0.330	5/16	6⅝	¾	7/16
W8×15	4.44	8.11	8⅛	0.245	¼	⅛	4.015	4	0.315	5/16	6⅝	¾	½
×13	3.84	7.99	8	0.230	¼	⅛	4.000	4	0.255	¼	6⅝	11/16	7/16
×10	2.96	7.89	7⅞	0.170	3/16	⅛	3.940	4	0.205	3/16	6⅝	⅝	7/16
W6×25	7.34	6.38	6⅜	0.320	5/16	3/16	6.080	6⅛	0.455	7/16	4¾	13/16	7/16
×20	5.87	6.20	6¼	0.260	¼	⅛	6.020	6	0.365	⅜	4¾	¾	7/16
×15	4.43	5.99	6	0.230	¼	⅛	5.990	6	0.260	¼	4¾	⅝	⅜
W6×16	4.74	6.28	6¼	0.260	¼	⅛	4.030	4	0.405	⅜	4¾	¾	7/16
×12	3.55	6.03	6	0.230	¼	⅛	4.000	4	0.280	¼	4¾	⅝	⅜
×9	2.68	5.90	5⅞	0.170	3/16	⅛	3.940	4	0.215	3/16	4¾	9/16	⅜
W5×19	5.54	5.15	5⅛	0.270	¼	⅛	5.030	5	0.430	7/16	3½	13/16	7/16
×16	4.68	5.01	5	0.240	¼	⅛	5.000	5	0.360	⅜	3½	¾	7/16

Fuente: AISC

Nota: se tomó la sección W5X16 debido a que las vigas de amarre no pueden ser menor que las vigas secundarias.

3.3.2.7 Pre dimensionamiento de las vigas principales.

Se tomará en cuenta la actuación de las fuerzas puntuales transmitidas de las vigas secundarias la fuerza puntual será la reacción, esta viga se procederá a modelarlo con la ayuda del software SAP2000 para obtener el momento máximo positivo y asi poder determinar las dimensiones de la viga.

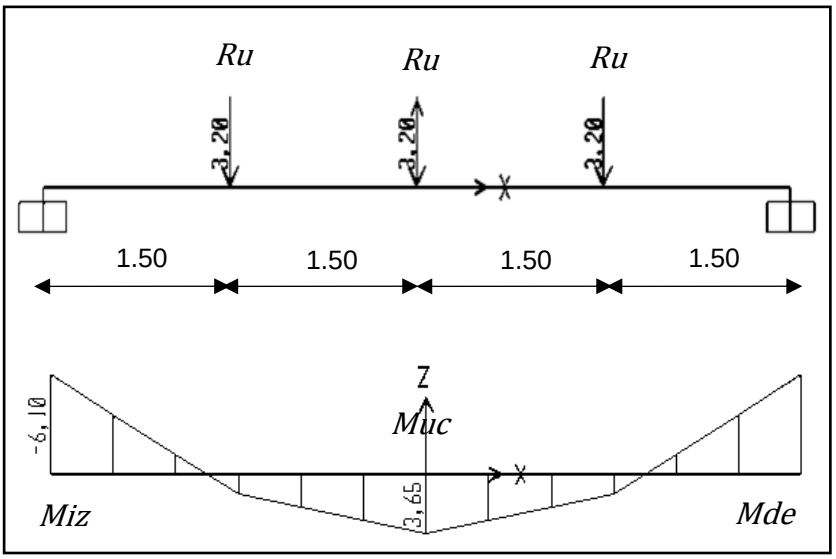


Figura 20: ilustración de la viga principal
Fuente: Ciro Flores.

$$M_{IZ} = M_{DE} = 6.10\ \ To - m$$

Con este momento calculamos el módulo plástico y determinamos la sección, de la misma manera que la anterior viga se multiplico por un factor ***F=1.2*** para considerar los efectos de las fuerzas símicas

$$Zx_{req} = \frac{Mu}{\phi b * fy} = \frac{610000\ kg - cm}{0{,}9 * 2531.05\ kg/cm^2} * 1.2 = 321{,}35\ cm^3$$

$$\boldsymbol{Zx_{req} = 19{,}61\ in^3}$$

Para la ayuda del pre dimensionamiento se toman los valores de las tablas Manual of Steel Construction AISC para elementos laminados en caliente.

Tabla 15: pre dimensiones de las vigas principales.

PROPIEDADES DE LAS VIGAS PRINCIPALES							
				Alma		Ala	
NIVEL	Zx in ³	Tipo	Área in²	Peralte d (in)	Espesor tw (in)	Ancho bf (in)	Espesor tf (in)
1 - 2	20,1	W12x16	4,71	11,99	0,220	3,99	0,265
3 - 4	18,7	W10x17	4,99	10,11	0,240	4,010	0,330

Fuente: Ciro Flores.

3.3.2.8 Pre dimensionamiento de las columnas.

Para pre dimensionar las columnas se tomó en cuenta la misma combinación de cargas que en las vigas, aquí se asumió el peso propio de las columna y vigas en este caso 100 kg/m² y un factor de mayoración de **F=1.2** para considerar los efectos de las fuerzas sísmicas, se debe considerar además el área de aportación de la columna y el número de pisos desarrollando tenemos:

$$Wu = 1{,}2WD + 1{,}6WL$$

$$Wu = \left(1{,}2 * 0{,}618\, To + 0.100\, \frac{To}{m^2}\right) + \left(1{,}6 * 0{,}200 \frac{To}{m^2}\right)$$

Wu=1,18 To/m²

F=1,2

*Área de aportación=6,00 m*4,00 m=24 m²*

 # Pisos=4

$$\boldsymbol{Pn = 1,18 \frac{To}{m^2} * 1,2 * 24.00\, m^2 * 4 = 136,12\, To}$$

La relación de esbeltez para una columna de 3,00 m a 4,75 m se encuentre entre 40 a 50, para este diseño se tomó el valor de 45, con

este valor buscamos en tabla dadas por el Manual of Steel construction AISC el valor del esfuerzo crítico.

Tabla 16: Esfuerzo crítico para miembros a compresión

Available Critical Stress for Compression Members

F_y = 35ksi			F_y = 36ksi			F_y = 42ksi			F_y = 46ksi			F_y = 50ksi		
$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c ksi ASD	$\phi_c F_{cr}$ ksi LRFD	$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c ksi ASD	$\phi_c F_{cr}$ ksi LRFD	$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c ksi ASD	$\phi_c F_{cr}$ ksi LRFD	$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c ksi ASD	$\phi_c F_{cr}$ ksi LRFD	$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c ksi ASD	$\phi_c F_{cr}$ ksi LRFD
41	19.2	28.9	41	19.7	29.7	41	22.7	34.1	41	24.6	37.0	41	26.5	39.8
42	19.2	28.8	42	19.6	29.5	42	22.6	33.9	42	24.5	36.8	42	26.3	39.5
43	19.1	28.7	43	19.6	29.4	43	22.5	33.7	43	24.3	36.6	43	26.2	39.3
44	19.0	28.5	44	19.5	29.3	44	22.3	33.6	44	24.2	36.3	44	26.0	39.1
45	18.9	28.4	45	19.4	29.1	45	22.2	33.4	45	24.0	36.1	45	25.8	38.8
46	18.8	28.3	46	19.3	29.0	46	22.1	33.2	46	23.9	35.9	46	25.6	38.5
47	18.7	28.1	47	19.2	28.9	47	22.0	33.0	47	23.8	35.7	47	25.5	38.3
48	18.6	28.0	48	19.1	28.7	48	21.8	32.8	48	23.6	35.4	48	25.3	38.0
49	18.5	27.9	49	19.0	28.5	49	21.7	32.6	49	23.4	35.2	49	25.1	37.7
50	18.4	27.7	50	18.9	28.4	50	21.6	32.4	50	23.3	35.0	50	24.9	37.5

ASD	LRFD
$\Omega_c = 1.67$	$\phi_c = 0.90$

Fuente: AISC

Para este caso se tiene un valor de:

$$\phi_C F_{CR} = 29.1\ Ksi = 2045{,}90\ kg/cm^2$$

$$A_g = \frac{Pn\phi_C}{F_{CR}}$$

Ecuación 12: área gruesa en columnas.

$$A_g = \frac{Pn\phi_C}{F_{CR}} = \frac{136120\ kg}{2045{,}90\ cm^2/kg} = 66{,}54\ cm^2$$

Tabla 17: pre dimensionamiento de las columnas

PROPIEDADES DE LAS COLUMNAS PRINCIPALES				
NIVEL	**Área in²**	**Alto h (in)**	**Ancho b (in)**	**Espesor t (in)**
1 - 2	22,4	12	12	5/8
3 - 4	18,4	12	12	1/2

Fuente: Ciro Flores

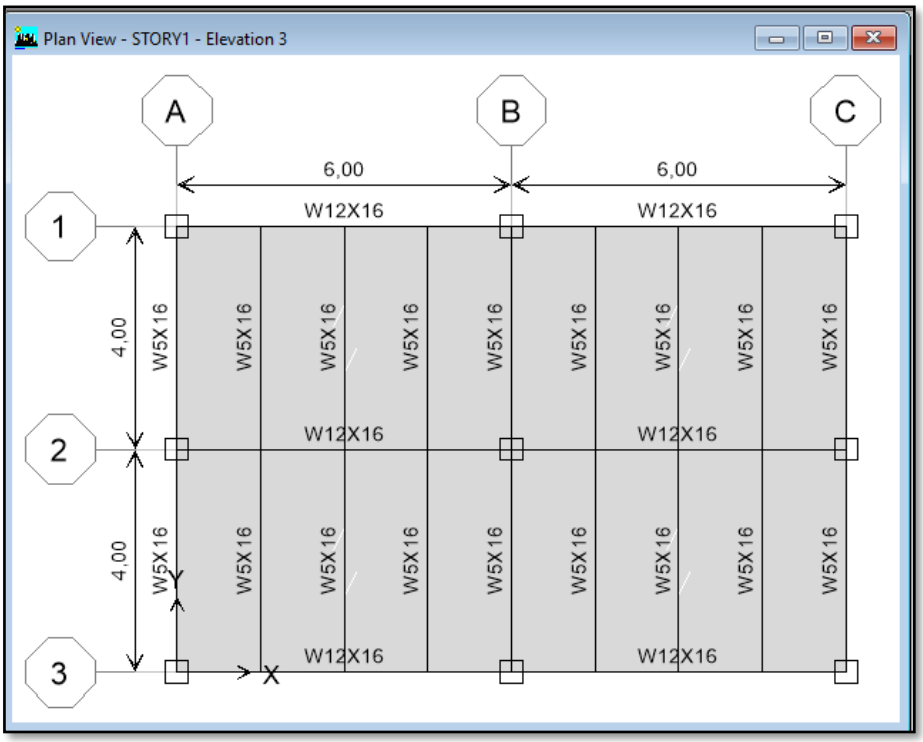


Figura 21: Vista en planta con las secciones pre dimensionadas.
Fuente: Ciro Flores.

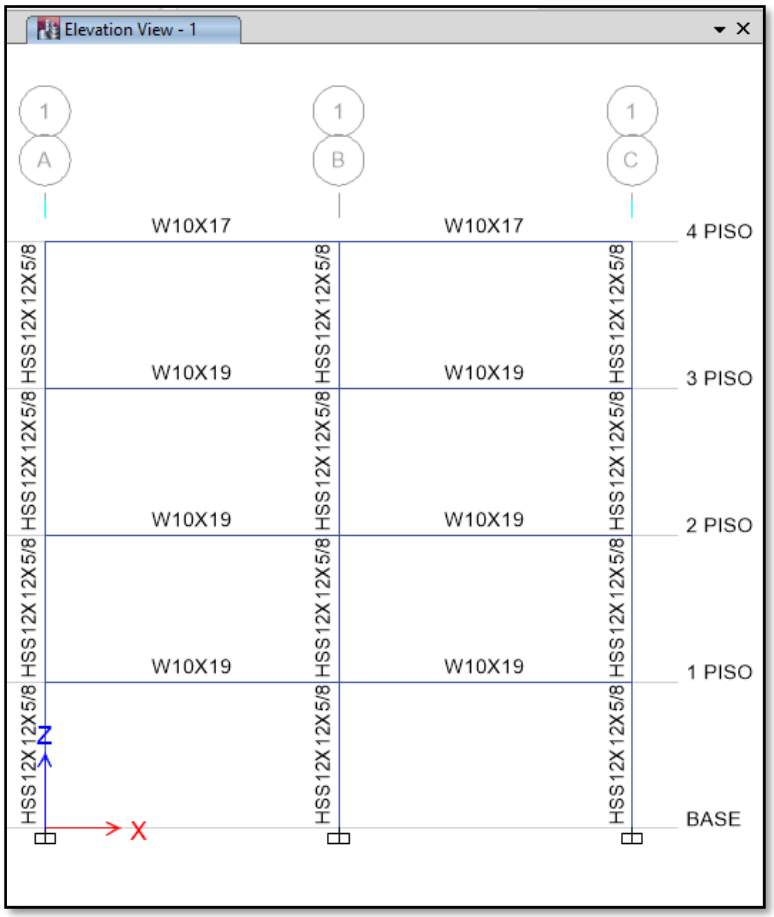


Figura 22: Vista en elevación con las secciones pre dimensionadas
Fuente: Ciro Flores

3.3.2.9 Modelación estructural.

Para saber si el pre dimensionamiento descritos anteriormente están bien se procede a modelar la estructura en el software (ETABS V. 9.7.0), a continuación, se detallan los pasos más importantes realizados en el software.

- *Definición de los materiales:* usaremos acero A36 para vigas y columnas

  - *Resistencia a la compresión del concreto f´c=280 kg/cm²*
  - *Módulo de elasticidad del hormigón=15000√f´c*

- *Esfuerzo de fluencia del acero fy=2531,05 kg/cm² (A36)*
- *esfuerzo mínimo a la tracción fu=4077.80 kg/cm² (A36)*

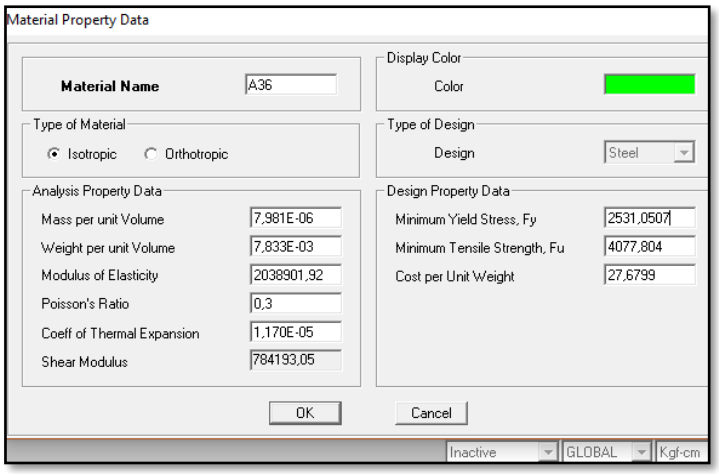


Figura 23: Definición de los materiales de la estructura de acero.
Fuente: Ciro Flores.

- <u>*Definición de los casos de cargas estáticas:*</u> se definirán las cargas de servicio muerta (DEAD) posee el valor de 1 para que tome el peso propio de la estructura y la carga viva (LIVE).

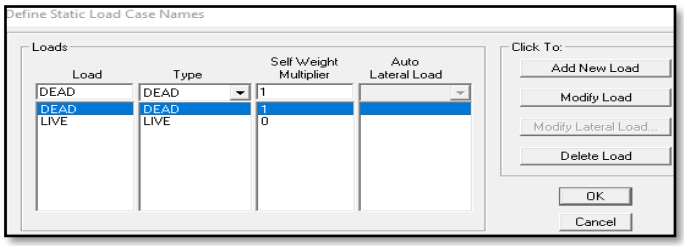


Figura 24: Definición de los casos de cargas.
Fuente: Ciro Flores.

- <u>*Definición de sistema de carga dinámica:*</u> se ingresa el espectro dinámico de aceleración sísmico del proyecto realizado en sección 4.3.1.4 Luego se crea un caso de carga dinámica en donde las direcciones U1 y U2 son valores que corresponden a la relación entre la gravedad y el factor R=8

(reducción de resistencia sísmica) y según la NEC la componente vertical ***Ev*** del sismo puede definirse mediante el escalamiento de la componente horizontal de la aceleración por un factor mínimo de 2/3

$$Ev \geq \frac{2}{3}\ Eh$$

Donde:

- ***Ev***=componente vertical del sismo
- ***Eh***=componente horizontal del sismo

$$UI = U2 = \frac{g}{R} = \frac{9.81 m/sg^2}{8} = 1{,}22625\ m/sg^2$$

$$U3 = \frac{g}{R}\left(\frac{2}{3}\right) = 1{,}22625\ m/sg^2 * \left(\frac{2}{3}\right) = 0{,}8175\ m/sg^2$$

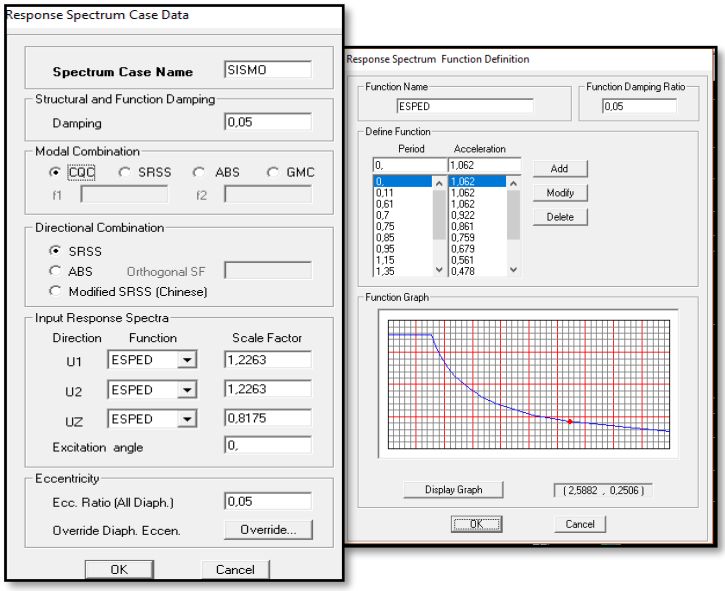


Figura 25: Ingreso del espectro y definición de carga dinámica.
Fuente: Ciro Flores.

- *Definición de masas en el método dinámico:* se considera el factor de 1 para que considere 100% de la carga muerta

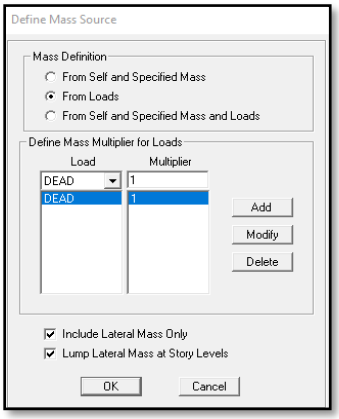


Figura 22: Ingreso de la fuente de masa dinámica.
Fuente: Ciro Flores.

- *Definición de las combinaciones de cargas:* Las combinaciones que aquí se realizaron son las impuestas por la NEC. Después de haber ingresado todas las combinaciones se procedió a definir la envolvente. Las combinaciones son:

  - *Combinación 1=1.4 D*
  - *Combinación 2=1.2 D + 1.6 L*
  - *Combinación 3=1.2 D + 1.0 L + 1.0 E*
  - *Combinación 4=1.2 D + 1.0 L – 1.0 E*
  - *Combinación 5=0.9 D + 1.0 E*
  - *Combinación 6=0.9 D - 1.0 E*

Donde:

  - *D=Carga permanente.*
  - *E=Carga de sismo.*

- *L=Sobrecarga (carga viva).*

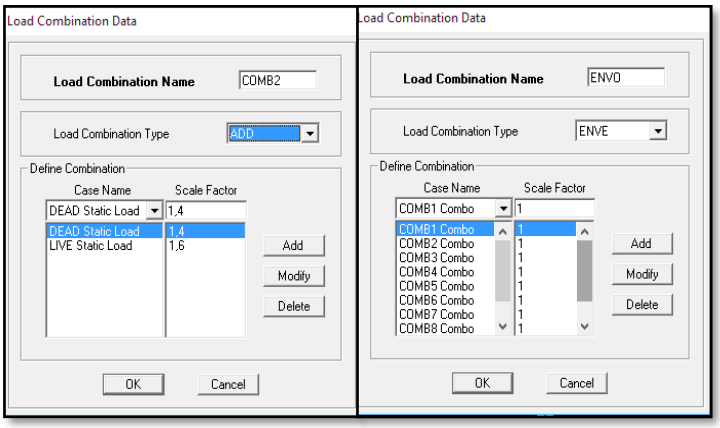


Figura 23: Combinaciones de los estados de cargas.
Fuente: Ciro Flores.

3.3.2.10 Análisis de los resultados.

En esta etapa se procede a realizar el primer análisis del edificio para comprobar y corroborar los pre dimensionamientos propuestos, ya que la estructura debe cumplir con derivas de pisos permisibles, deflexiones, que las secciones sean sísmicamente compactas, etc. Para poder realizar este paso se tiene que chequear el modelo antes de correr el programa.

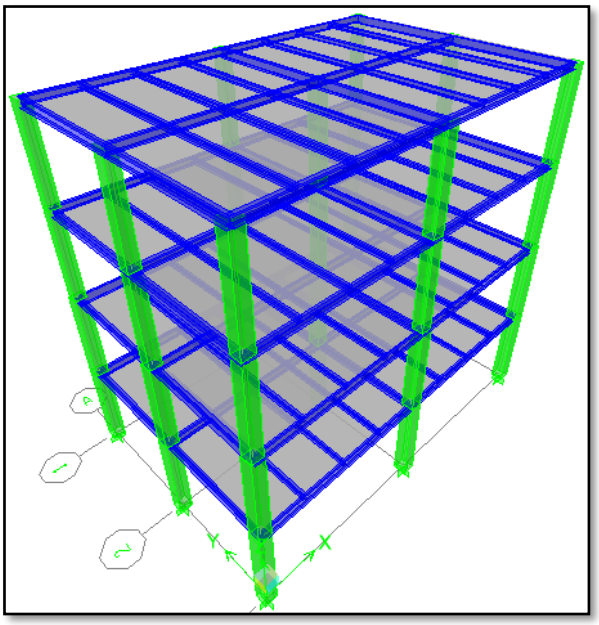


Figura 26: estructura a analizar
Fuente: Ciro Flores

Los resultados que nos brinda el ETABS (software empleado para análisis y diseño), es una amplia lista, como por ejemplo la deformada total e individual de la estructura y sus elementos, esfuerzos internos (axial, corte y momento), derivas de piso, periodo de vibración, entre otros

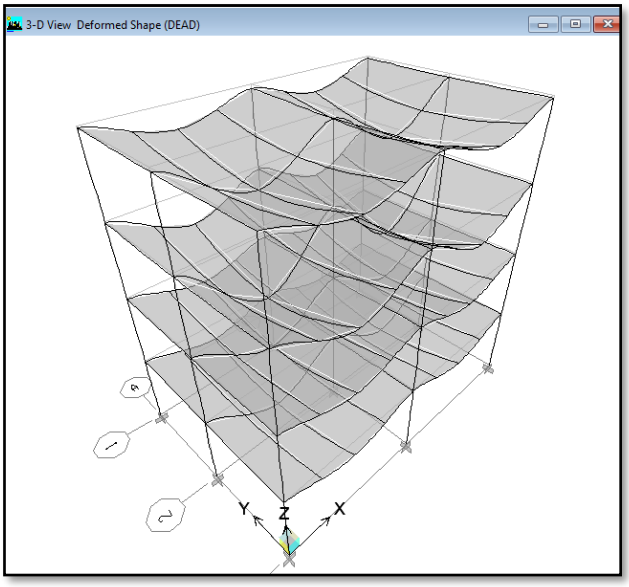


Figura 27: deformada de la estructura
Fuente: Ciro Flores

3.3.2.11 Periodos de vibración.

Como vemos el ETABS nos muestra 12 periodos de vibración. El periodo aproximado calculado es de 0,526 seg (véase sección 3.3.2.4 de este proyecto), a continuación, se presenta los periodos reales.

Tabla 18: periodos de vibración.

Spec	Mode	Period
SISMO	1	0,764978
SISMO	2	0,740087
SISMO	3	0,554341
SISMO	4	0,223039
SISMO	5	0,206516
SISMO	6	0,161176
SISMO	7	0,104505
SISMO	8	0,101754
SISMO	9	0,079313
SISMO	10	0,063184
SISMO	11	0,062918
SISMO	12	0,049011

Fuente: Ciro Flores

3.3.2.12 Participación de la Masa.

La normativa exige la participación de una masa acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.

Tabla 19: participación de la masa

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,764978	74,7766	0	74,7766	0	0	0
2	0,740087	0	76,9325	74,7766	76,9325	0	0
3	0,554341	0	0	74,7766	76,9325	76,4739	76,4739
4	0,223039	15,1034	0	89,88	76,9325	0	76,4739
5	0,206516	0	13,4917	89,88	90,4242	0	76,4739
6	0,161176	0	0	89,88	90,4242	13,9259	90,3998
7	0,104505	6,408	0	96,288	90,4242	0	90,3998
8	0,101754	0	5,9809	96,288	96,4051	0	90,3998
9	0,079313	0	0	96,288	96,4051	6,0144	96,4141

10	0,063184	3,712	0	100	96,4051	0	96,4141
11	0,062918	0	3,5949	100	100	0	96,4141
12	0,049011	0	0	100	100	3,5859	100

Fuente: Ciro Flores

La normativa exige considerar todos los modos de vibración que involucren la participación acumulada de la masa de al menos el **90%** de la masa total de la estructura, en la tabla solo se muestra 12 modos de vibración que involucran la acumulación del **100 %** esto quiere que ya no se deben considerar más periodo de vibración para el análisis modal.

3.3.2.13 Revisión de derivas de pisos.

Procedemos a comprobar que las derivas de entrepiso inelásticas máximas ***Δmáx.*** No excedan los limites impuesto por la NEC. A continuación, se muestra las derivas de piso producidas por el sismo para efectos de comprobación tomaremos el mayor.

Tabla 20: derivas de piso

Story	Item	Load	Point	X (cm)	Y (cm)	Z (cm)	DriftX	DriftY
STORY4	Max Drift X	SISMO	21	1200	800	1200	0,002092	
STORY4	Max Drift Y	SISMO	3	0	800	1200		0,003222
STORY3	Max Drift X	SISMO	21	1200	800	900	0,002492	
STORY3	Max Drift Y	SISMO	3	0	800	900		0,003228
STORY2	Max Drift X	SISMO	21	1200	800	600	0,002361	
STORY2	Max Drift Y	SISMO	3	0	800	600		0,002891
STORY1	Max Drift X	SISMO	9	1200	800	300	0,001182	
STORY1	Max Drift Y	SISMO	3	0	800	300		0,001324

Fuente: Ciro Flores

$$\Delta_M = \ 0.75 * R * \Delta_E \qquad debe\ cumplir:\ \ \Delta_M < \ \Delta_M máxima$$

$$\Delta_M máxima \;=\; 0.02 * h \qquad\qquad \frac{\Delta_M máxima}{h} \;=\; 2\%$$

$$\Delta_E = 0.003318 \qquad \Delta_M = \; 0.75 * 8 * 0.003228 \qquad \Delta_M = \; 0.019368 \; = 1{,}93$$

$$\Delta_M \; < 0.02 \qquad \mathbf{1.93}\ \% < \; \mathbf{2}\% \qquad \boldsymbol{si\ cumple}$$

3.3.2.14 Control de deformaciones máximas permisibles.

En el diseño estructural hay que cumplir con los estados límites de resistencia y de servicio, el estado límite de servicio es aquel que controla que las deformaciones estén dentro de los rangos permisibles para efectos de verificación tomamos la viga ubicado en el eje 1 entre los ejes A y B (ver figura).

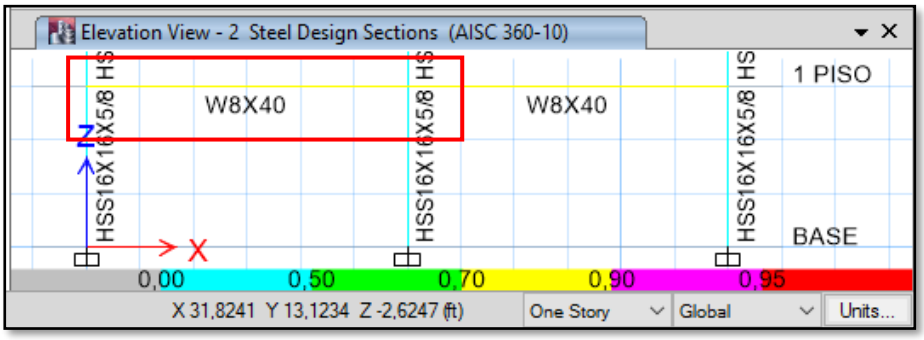


Figura 28: Perfil de la viga a verificar las deformaciones
Fuente: Ciro Flores

En la columna de Status (estado o rango) debe encontrarse en cada una de sus filas con un ***OK***, ya que nos indica que la deformación obtenida es menor al límite, con esto estamos garantizando el estado *límite de servicio.*

AISC 360-10 Steel Section Check (Deflection Envelope)

Element Details

Level	Element	Element Type	Section
1 PISO	B3	Special Moment Frame	W8X40

DEFLECTION DESIGN

Deflection Type	Deflection Value in	Deflection Limit in	Deflection Ratio	Load Combo	Station Location in	Check Status
Dead Load	0,2722	1,9685	0,138	DSTLD2	118,1102	OK
Super DL + Live Load	0,2577	1,9685	0,131	DSTLD2	118,1102	OK
Live Load	0,2577	0,6562	0,393	DSTLD2	118,1102	OK
Total Load	0,5299	0,9843	0,538	DSTLD2	118,1102	OK
Total - Camber	0,5299	0,9843	0,538	DSTLD2	118,1102	OK

Figura 29: deflexiones máximas en una viga
Fuente: Ciro Flores

Como observa en la figura anterior la viga cumple por deformaciones máximas.

3.3.2.15 Cortante basal.

Fue realizado mediante criterios de la NEC. Para obtener esta carga se necesita el peso de toda la estructura y la aceleración espectral; La norma NEC exige que el cortante dinámico en la base no debe ser menor que el 80% del cortante basal estático.

Dónde:

- ***ØP= ØE=1*** por que la estructura es de altura constante y regular (NEC-SE-DS; DISEÑO SISMO RESISTENTE)
- ***I=1*** Coeficiente de importancia (ver tabla 4)
- ***R=8*** pórticos especiales sismo resistentes
- ***Sa=1,062*** Aceleración espectral***.***

Tabla 21: peso de la estructura y cortante dinámico en la base

Story	Load	Loc	P (To)	Vx (To)	Vy (To)
STORY4	DEAD	Top	36,79	0	0
STORY4	DEAD	Bottom	39,1	0	0
STORY4	SISMO	Top	0	6,49	6,47
STORY4	SISMO	Bottom	0	6,49	6,47
STORY3	DEAD	Top	99,88	0	0
STORY3	DEAD	Bottom	102,2	0	0
STORY3	SISMO	Top	0	12,69	13,37
STORY3	SISMO	Bottom	0	12,69	13,37
STORY2	DEAD	Top	162,88	0	0
STORY2	DEAD	Bottom	166,18	0	0
STORY2	SISMO	Top	0	16,62	17,77
STORY2	SISMO	Bottom	0	16,62	17,77
STORY1	DEAD	Top	226,85	0	0
STORY1	DEAD	Bottom	***230,15***	0	0
STORY1	SISMO	Top	0	18,48	19,73
STORY1	SISMO	Bottom	0	***18,48***	***19,73***

Fuente: Ciro Flores

$$V_{Dinámico} > 0.8 * V_{Estático}$$

$$\boldsymbol{V_{Dinámico\ X} = 18,48\ To} \qquad \boldsymbol{V_{Dinámico\ Y} = 19.73\ To}$$

$$V_{Estático} = \frac{I * S_a}{\emptyset_p * \emptyset_E * R} * W \qquad W = 230.15\ To$$

$$V_{Estático} = \frac{1 * 1.062}{1 * 1 * 8} * 230.15\ To \qquad \boldsymbol{V_{Estático} = 30.55\ To}$$

$$18,48\ To < 0.8 * 30.55\ To \qquad \boldsymbol{18.48\ To < 24.44\ To}\ \textit{no cumple}$$

$$19.73\ To < 0.8 * 30.55\ To \qquad \boldsymbol{19.73\ To < 24.44\ To}\ \textit{no cumple}$$

Debido a que no cumple con lo mínimo requerido en la norma, se calculara el factor de modificación de la aceleración de la gravedad.

$$f_x = \frac{24.44\ To}{18,48\ To} = \mathbf{1,32} \qquad f_y = \frac{24.44\ To}{19.73\ To} = \mathbf{1.23}$$

Este factor será solamente para la amplificación de las fuerzas internas producida por el sismo, esta disposición no rige para el cálculo de deformaciones y desplazamientos de los diafragmas rígidos.

3.3.2.16 Diseño de vigas.

Para efectos de verificación tomamos la viga ubicado en el eje 1 entre los ejes A y B.

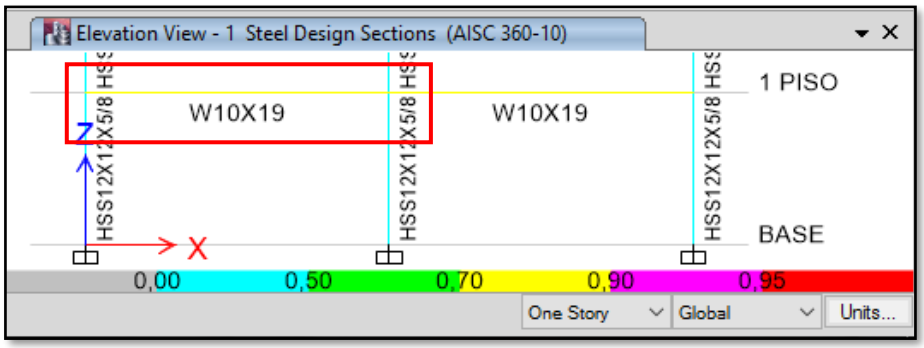


Figura 30: sección de la viga diseñar
Fuente: Ciro Flores

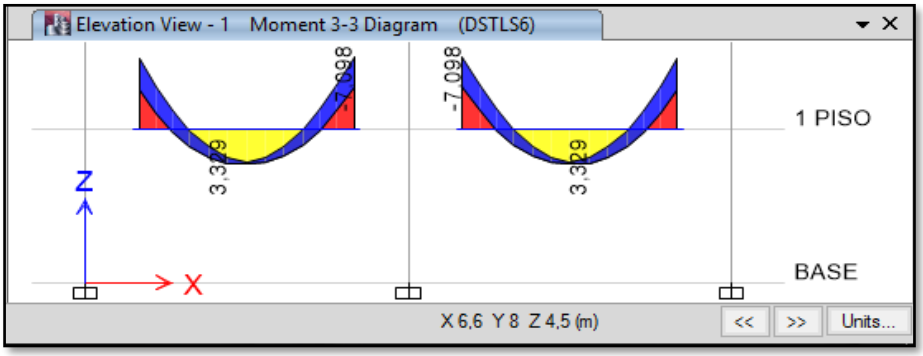


Figura 31: Graficas de momento de toda la viga del eje 1
Fuente: Ciro Flores.

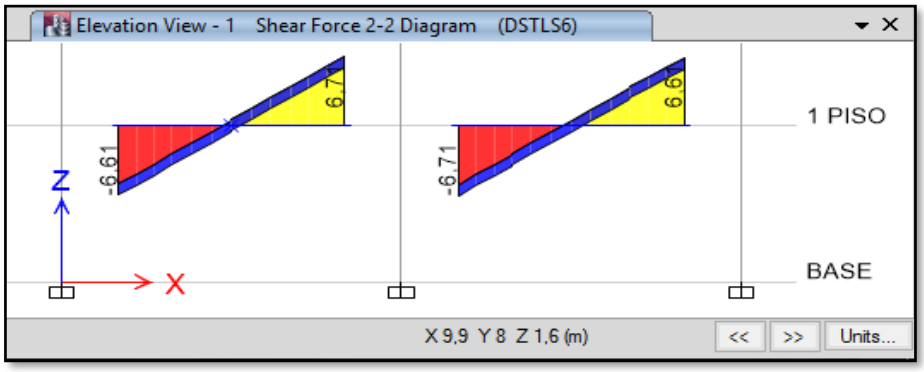


Figura 32: Graficas de cortante de toda la viga del eje 1
Fuente: Ciro Flores.

En primer lugar, se comprueba que la viga sea sísmicamente compactas de acuerdo a lo establecido en el código sismo resistente AISC-341-10. Los factores dados son para almas y alas de secciones tipo **"I"** respectivamente sometidas a flexión.

Límite para las alas de la sección tipo I:

- *bf / 2tf = 5,1 sección compacta (ver anexo W10X19)*

$$\lambda_p = 0.3\sqrt{\frac{E}{fy}} = 0.3 * \sqrt{\frac{29000\ \text{ksi}}{36\ \text{ksi}}} \qquad \boldsymbol{\lambda_p = 8.51}$$

$$\mathbf{5.1 < 8.1}$$

Límite para el alma de la sección tipo I:

- *h / tw = 35,4 sección compacta (ver anexo W10X19)*

$$\lambda_p = 2.45\sqrt{\frac{E}{fy}} = 2.45 * \sqrt{\frac{29000\ \text{ksi}}{36\ \text{ksi}}} \qquad \boldsymbol{\lambda_p = 69.54}$$

$$\mathbf{35.4 < 69.54}$$

Se comprueba que tenemos una sección sísmicamente compacta.

Comprobación por flexión y corte: En la figura anterior de muestra una viga tipo ***"I"*** cuyas dimensiones son:

- *d=26,00 cm*
- *tw=0,635 cm*
- *T=21.90 cm*
- *Mu=7,098 To-m (ETABS)*
- *Vu=6,706 To (ETABS)*
- *Zx=353,961 cm³*
- *ry=1,27 in*

AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Envelope)

Element Details

Level	Element	Section	Combo	Location	Frame Type	Classification
1 PISO	B1	W10X19	DSTLS6	5847,6	Special Moment Frame	Seismic

Section Properties

A (mm²)	J (mm⁴)	I_{33} (mm⁴)	I_{22} (mm⁴)	A_{v3} (mm²)	A_{v2} (mm²)
3625,8	96981,9	40083087,6	1785632,8	2048,9	1645,2

Design Properties

S_{33} (mm³)	S_{22} (mm³)	Z_{33} (mm³)	Z_{22} (mm³)	r_{33} (mm)	r_{22} (mm)	C_w (mm⁶)
309426,3	34975,4	353960,6	54896,7	105,1	22,2	2,76E+10

Material Properties

E (kgf/mm²)	f_y (kgf/mm²)	R_y	α
20389,02	25,31	1,3	NA

Stress Check forces and Moments

Location (mm)	P_u (tonf)	M_{u33} (tonf-m)	M_{u22} (tonf-m)	V_{u2} (tonf)	V_{u3} (tonf)	T_u (tonf-m)
5847,6	0	-7,098	0	6,7056	0	0,001

Demand/Capacity (D/C) Ratio

D/C Ratio =	$(P_r/2P_c) + (M_{r33}/M_{c33}) + (M_{r22}/M_{c22})$
0,88 =	0 + 0,88 + 0

Axial Force and Capacities

P_u Force (tonf)	ϕP_{nc} Capacity (tonf)	ϕP_{nt} Capacity (tonf)
0	64,9369	82,5937

Moments and Capacities

	M_u Moment (tonf-m)	ϕM_n Capacity (tonf-m)	ϕM_n No L_{TBD} (tonf-m)
Major Bending	7,098	7,858	8,063
Minor Bending	0	1,251	

Shear Design

	V_u Force (tonf)	ϕV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	6,7056	24,9639	0,268
Minor Shear	0	28,0037	0

End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (tonf)	Load Combo	Right End Reaction (tonf)	Load Combo
9,8891	DSTLS7	9,9797	DSTLS7

Figura 33: datos del ETABS para efectos de comprobación
Fuente: Ciro Flores.

Se comprueba que la sección no esté afectada por efectos de pandeo lateral torsional con la siguiente expresión.

$$L_P = 1.76\, r_Y \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 1.76 * 1{,}27\ in * \sqrt{\frac{29000\ ksi}{36\ ksi}} = 63.44\ in$$

$$\boldsymbol{L_P = 1{,}61\ m}$$

$$L_b \leq L_P$$

Donde:

Lb= distancia entre dos puntos arriostrados del elemento

$$\boldsymbol{L_b = 1,5\ m}$$

$$1{,}5\ m \leq 1{,}61\ m \quad Ok$$

Por lo tanto, el pandeo lateral torsional no aplica, y al ser vigas sísmicamente compactas para todas las vigas se tiene que:

$$\boxed{M_N = M_P = F_Y Z_X}$$

Ecuación 13: momento resistente a la flexión.

Donde:

- *M_N=momento nominal.*
- *Fy=esfuerzo de fluencia del acero*
- *Zx=módulo plástico de la sección*

$$\phi M_N = 0.9\left(2531{,}05\ \frac{kg}{cm^2} * 353{,}961\ cm^3\right) = \boldsymbol{8,06\ To - m}$$

$$\boldsymbol{\phi M_N > Mu}$$

$$\boldsymbol{8,06\ To - m > 7,098\ To - m}$$

Como vemos el momento es el mismo valor dado por el ETABS por lo tanto la viga por ***flexión*** si cumple.

Ahora procedemos a comprobar por corte teniendo en cuenta que; para almas sin atiesadores transversales y con t**/tw<=260; Kv=5.** Y el corte en el alma (***Cv)*** para cualquier perfil excepto tubos circulares se lo puede obtener de las siguientes maneras:

$$1. Cuando \quad \frac{T}{tw} \leq 1.10\sqrt{\frac{KvE}{Fy}}\ ; \qquad Cv = 1.00$$

$$2. Cuando\ 1.10\sqrt{\frac{KvE}{Fy}} < \frac{T}{tw} \leq 1.37\sqrt{\frac{KvE}{Fy}}\ ; Cv = 1.10\sqrt{KvE/Fy}\ /\frac{T}{tw}$$

$$3. Cuando\ \frac{T}{tw} > 1.37\sqrt{KvE/Fy}\ ; \qquad Cv = (1.51EKv)/\left(\frac{T}{tw}\right)^2 fy$$

Para el caso 1 y siendo nuestro caso ***Kv=5*** tenemos:

$$\frac{T}{tw} = \frac{21.90\ cm}{0.635\ cm} = 34.49$$

$$1.10\sqrt{5 * 29000\ ksi/36\ ksi} = 69{,}81$$

$$\mathbf{34.49 < 69.81}$$

Por lo tanto, nuestro ***Cv=1,00***

Para determinar el estado límite de fluencia en corte y pandeo lo realizamos con la expresión siguiente:

$$\boxed{V_N = 0.6F_Y A_W C_V}$$

Ecuación 14: estado límite de corte.

Donde:

- ***Aw***=área del alma

$$V_N = 0.6 * 2531{,}05 \frac{kg}{cm^2} * 16.51\ cm^2 * 1 = 25070\ kg$$

$$V_N = 25.07\ To$$

La resistencia al cortante de diseño será:

$$\phi V_N = 0.9 * 25{,}07\ To = \mathbf{22{,}57\ To}$$

$$\boldsymbol{\phi V_N > Vu}$$

$$\mathbf{22{,}57\ To > 6{,}706\ To}$$

Debido al cortante es el mismo al que nos da el etabs queda comprobado que la viga cumple por **corte.**

Ahora procedemos a comprobar la viga ubicada en el eje 2 entre los ejes A y B.

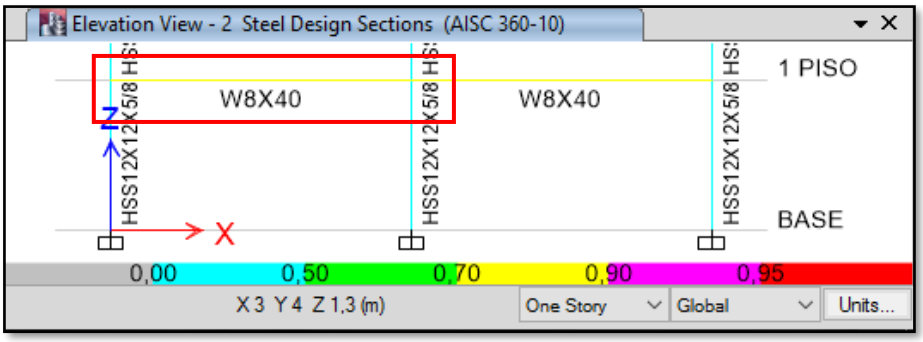


Figura 34: sección de la viga diseñar
Fuente: Ciro Flores.

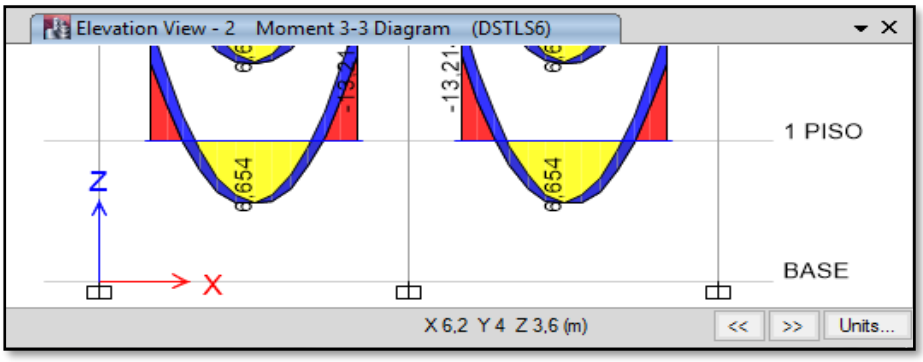


Figura 35: Graficas de momentos de toda la viga del 1 piso
Fuente: Ciro Flores

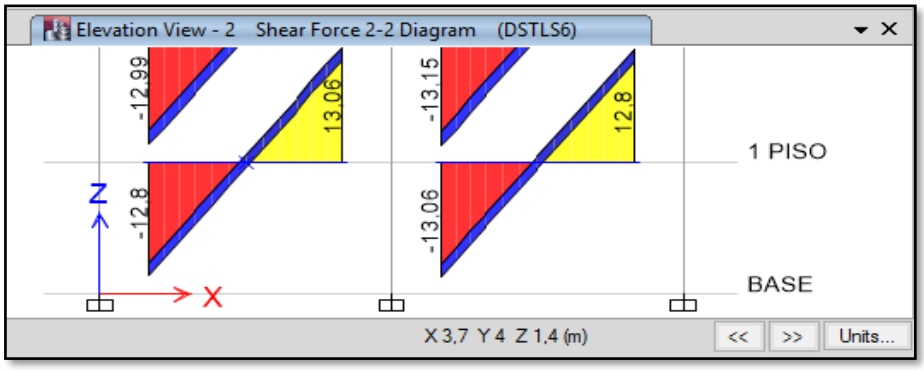


Figura 36: Graficas de cortantes de toda la viga del 1 piso
Fuente: Ciro Flores

De acuerdo a lo establecido en el código sismo resistente AISC-341-10. Se comprueba que la viga sea sísmicamente compacta los factores dados para alma y ala de secciones tipo **"I"** respectivamente sometidas a flexión son:

Límite para las alas de la sección tipo I:

- *bf / 2tf = 7,2 sección compacta (ver anexo W8X40)*

$$\lambda_p = 0.3\sqrt{\frac{E}{fy}} = 0.3 * \sqrt{\frac{29000\ \text{ksi}}{36\ \text{ksi}}} \qquad \boldsymbol{\lambda_p = 8.51}$$

$$\mathbf{7,2 < 8.51}$$

Límite para el alma de la sección tipo I:

- *h / tw = 17,6 sección compacta (ver anexo W8X40)*

$$\lambda_p = 2.45\sqrt{\frac{E}{fy}} = 2.45 * \sqrt{\frac{29000\ \text{ksi}}{36\ \text{ksi}}} \qquad \boldsymbol{\lambda_p = 69.54}$$

$$\mathbf{17,6 < 69.54}$$

Se comprueba que tenemos una sección sísmicamente compacta.

Comprobación por flexión y corte: En la figura anterior de muestra una viga tipo ***"I"*** cuyas dimensiones son:

- *d=21,00 cm*
- *tw=0,92 cm*
- *T=15,56 cm*
- *Mu=13,214 To-m (ETABS)*
- *Vu=13,064 To (ETABS)*
- *Zx=652,205 cm³*
- *ry=2,05 in*

AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details

Level	Element	Location (mm)	Combo	Element Type	Section	Classification
1 PISO	B3	5847,6	DSTLS6	Special Moment Frame	W8X40	Seismic

Section Properties

A (mm²)	J (mm⁴)	I_{33} (mm⁴)	I_{22} (mm⁴)	A_{v3} (mm²)	A_{v2} (mm²)
7548,4	466179,2	60769788,1	20436962,4	5831,2	1916,1

Design Properties

S_{33} (mm³)	S_{22} (mm³)	Z_{33} (mm³)	Z_{22} (mm³)	r_{33} (mm)	r_{22} (mm)	C_w (mm⁶)
580002,8	199406,4	652205,1	303160,7	89,7	52	1,947E+11

Material Properties

E (kgf/mm²)	f_y (kgf/mm²)	R_y	α
20389,02	25,31	1,3	NA

Stress Check forces and Moments

Location (mm)	P_u (tonf)	M_{u33} (tonf-m)	M_{u22} (tonf-m)	V_{u2} (tonf)	V_{u3} (tonf)	T_u (tonf-m)
5847,6	0	-13,214	0	13,0642	0	0,006

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)

D/C Ratio =	$(P_r/2P_c) + (M_{r33}/M_{c33}) + (M_{r22}/M_{c22})$
0,889 =	0 + 0,889 + 0

Axial Force and Capacities

P_u Force (tonf)	ϕP_{nc} Capacity (tonf)	ϕP_{nt} Capacity (tonf)
0	139,0861	171,9478

Moments and Capacities

	M_u Moment (tonf-m)	ϕM_n Capacity (tonf-m)	ϕM_n No L_{TBD} (tonf-m)
Major Bending	13,214	14,857	14,857
Minor Bending	0	0,000	

Shear Design

	V_u Force (tonf)	ϕV_n Capacity (tonf)
Major Shear	13,0642	29,0989
Minor Shear	0	78,0981

End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (tonf)	Load Combo	Right End Reaction (tonf)	Load Combo
19,0976	DSTLS7	19,3671	DSTLS7

Figura 37: datos del ETABS para efectos de comprobación
Fuente: Ciro Flores.

Se comprueba que la sección no esté afectada por efectos de pandeo lateral torsional con la siguiente expresión.

$$L_P = 1.76\, r_Y \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 1.76 * 2{,}05\ in * \sqrt{\frac{29000\ ksi}{36\ ksi}} = 102.40\ in$$

$$\boldsymbol{L_P = 2{,}60\ m}$$

$$L_b \leq L_P$$

Donde:

Lb= distancia entre dos puntos arriostrados del elemento

$$\boldsymbol{L_b = 1,5\ m}$$

$$1{,}50\ m \leq 2{,}60\ m \quad Ok$$

Por lo tanto, el pandeo lateral torsional no aplica, y al ser vigas sísmicamente compactas calculamos el momento resistente a la flexión en el eje mayor con la ecuación 13 dada (método LRFD):

$$\boxed{M_N = M_P = F_Y Z_X}$$

Donde:

- *M_N=momento nominal.*
- *Fy=esfuerzpp de fluencia del acero*
- *Zx=módulo plástico de la sección*

$$\phi M_N = 0.9\left(2531{,}05\ \frac{kg}{cm^2} * 652{,}205\ cm^3\right) = \boldsymbol{14{,}857\ To - m}$$

$$\boldsymbol{\phi M_N > Mu}$$

$$\boldsymbol{14{,}86\ To - m > 13{,}21\ To - m}$$

Como vemos el momento es el mismo valor dado por el ETABS por lo tanto la viga por ***flexión*** si cumple.

Ahora procedemos a comprobar por corte teniendo en cuenta que; para almas sin atiesadores transversales y con ***t / tw <= 260; Kv=5.*** Y el corte en el alma (***Cv)*** para cualquier perfil excepto tubos circulares se lo puede obtener de las siguientes maneras:

$$1. Cuando \quad \frac{T}{tw} \leq 1.10\sqrt{\frac{KvE}{Fy}}\ ; \qquad Cv = 1.00$$

$$2. Cuando\ 1.10\sqrt{\frac{KvE}{Fy}} < \frac{T}{tw} \leq 1.37\sqrt{\frac{KvE}{Fy}}\ ; Cv = 1.10\sqrt{KvE/Fy}\ /\frac{T}{tw}$$

$$3. Cuando\ \frac{T}{tw} > 1.37\sqrt{KvE/Fy}\ ; \qquad Cv = (1.51EKv)/\left(\frac{T}{tw}\right)^2 fy$$

Para el caso 1 y siendo nuestro caso ***Kv=5*** tenemos:

$$\frac{T}{tw} = \frac{15{,}56\ cm}{0{,}737\ cm} = 17{,}01$$

$$1.10\sqrt{5 * 29000\ ksi/36\ ksi} = 69{,}81$$

$$\mathbf{17{,}01 < 69.81}$$

Por lo tanto, nuestro ***Cv=1,00***

Para determinar el estado límite de fluencia en corte y pandeo lo realizamos con la ecuación 14:

$$\boxed{V_N = 0.6F_Y A_W C_V}$$

Donde:

- ***Aw***=área del alma

$$V_N = 0.6 * 2531{,}05 \frac{kg}{cm^2} * 19{,}16\ cm^2 * 1 = 29098{,}85\ kg$$

$$V_N = 29{,}10\ To$$

La resistencia al cortante de diseño será:

$$\phi V_N = 0.9 * 29{,}10\ To = \mathbf{26{,}19\ To}$$

$$\boldsymbol{\phi V_N > Vu}$$

$$\mathbf{26{,}19\ To > 13{,}06\ To}$$

Debido al cortante es el mismo al que nos da el etabs queda comprobado que la viga cumple por **corte.**

3.3.2.17 Diseño de columnas.

Se procede con la comprobación de la columna correspondiente al piso 1 en los ejes 1-B, la cual se muestra en la figura.

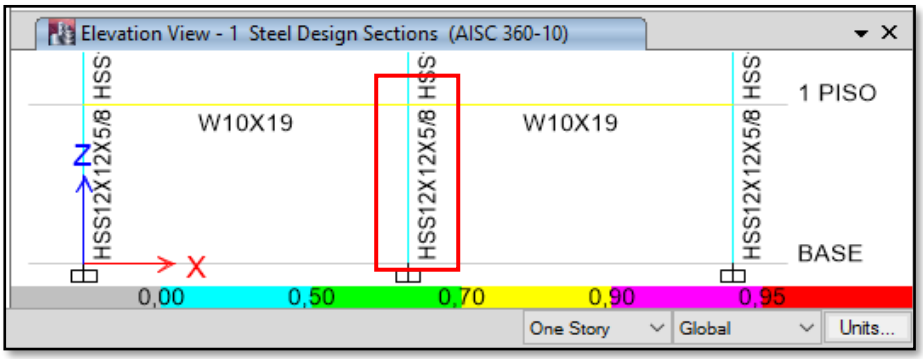


Figura 38: sección de la columna a comprobar
Fuente: Ciro Flores

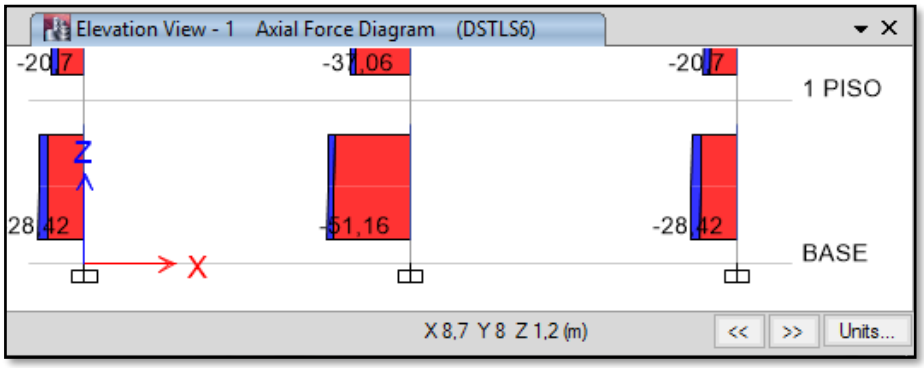


Figura 39: graficas de carga axial del pórtico 1
Fuente: Ciro Flores

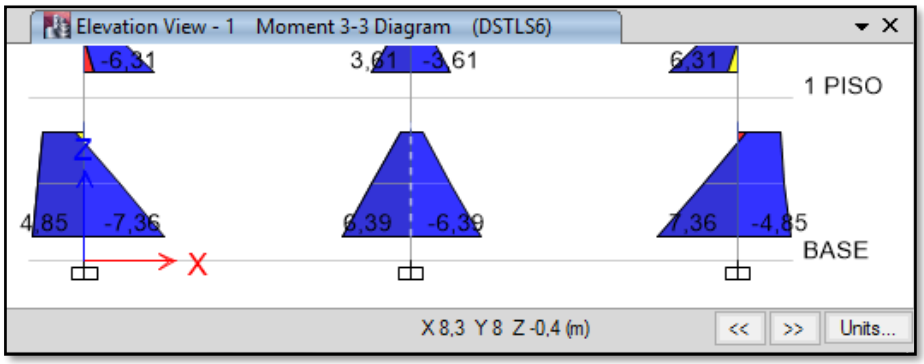


Figura 40: graficas de momento en X del pórtico 1
Fuente: Ciro Flores

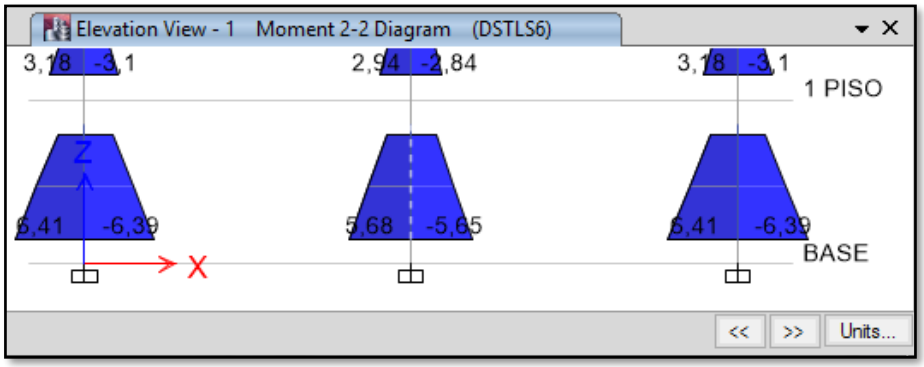


Figura 41: graficas de momento en Y del pórtico 1
Fuente: Ciro Flores

Solicitaciones Mayoradas:

- *Pu=51,16 To (ETABS)*
- *Mux=6,39 To-m (ETABS)*

- *Muy=5,68 To-m (ETABS)*
- *Zx=ZY=1900,90 cm³*
- *rx=ry=11,68 cm*

Se comprueba que la columna sea sísmicamente compacta de acuerdo a lo establecido en el código AISC 341-10, la cual indica la relación máxima entre ancho y espesor.

Límite para almas de sección cajón armada:

$$\lambda_p = 2{,}45\sqrt{\frac{E}{fy}} = 2{,}45 * \sqrt{\frac{29000\ \text{ksi}}{36\ \text{ksi}}} \qquad \boldsymbol{\lambda_p = 69{,}54}$$

$$\lambda_f = \frac{b}{t} = \frac{10{,}75\ in}{0{,}625\ in} = 18{,}75$$

$$\mathbf{17{,}2 < 69{,}54}$$

Se calcula el valor del momento nominal en ambos sentidos de acuerdo a lo establecido en el código AISC-10 para las condiciones indicadas. En donde dichos momentos serán iguales ya que el modulo plástico es igual tanto en ***X*** como en ***Y***

$$M_n = M_p = Fy * Zx$$

$$\emptyset M_{nx} = \emptyset FyZx = 0{,}9 * 2531{,}05\ \frac{kg}{cm^2} * 1900{,}90\ cm^3 = 4330145{,}65\ kg - m$$

$$\boldsymbol{\emptyset M_{ny} = \emptyset M_{nx} = 43{,}30\ To - m}$$

Para obtener el factor de longitud efectiva ***K*** se lo obtiene por medio del nomograma de Jackson y Moreland, los valores de ***G_A*** y ***G_B*** se lo obtiene de la siguiente ecuación:

$$G = \frac{\sum 4EI/L \ \ de\ las\ columnas}{\sum 4EI/L \ \ de\ las\ trabes} = \frac{\sum E_C I_C / L_C}{\sum E_g I_g / L_g}$$

Donde:

- *E_C=Modulo elástico de la sección de la columna.*
- *I_C=Momento de inercia de la columna.*
- *L_C=longitud no soportada de la columna.*
- *E_g= Modulo elástico de la trabe.*
- *I_g= Momento de inercia de la trabe.*
- *L_g=longitud no soportada de la trabe.*

Por lo tanto, el valor de ***G_A=1*** debido a que la columna está unida rígidamente su extremo a la cimentación (McCormac & Csernak, 2013).

$$G_B = \frac{\sum I_C/L_C}{\sum I_g/L_g} = \frac{\frac{24141{,}42\ cm^4}{300\ cm} + \frac{24141{,}42\ cm^4}{300\ cm}}{\frac{4008{,}31\ cm^4}{600\ cm} + \frac{4008{,}31\ cm^4}{600\ cm} + \frac{1336{,}10\ cm^4}{400\ cm}}$$

$$G_B = \frac{160{,}95\ cm^3}{16{,}71\ cm^3} = 9{,}63$$

Con los valores de ***G_A*** y ***G_B*** entramos al monograma y obtenemos el valor de K

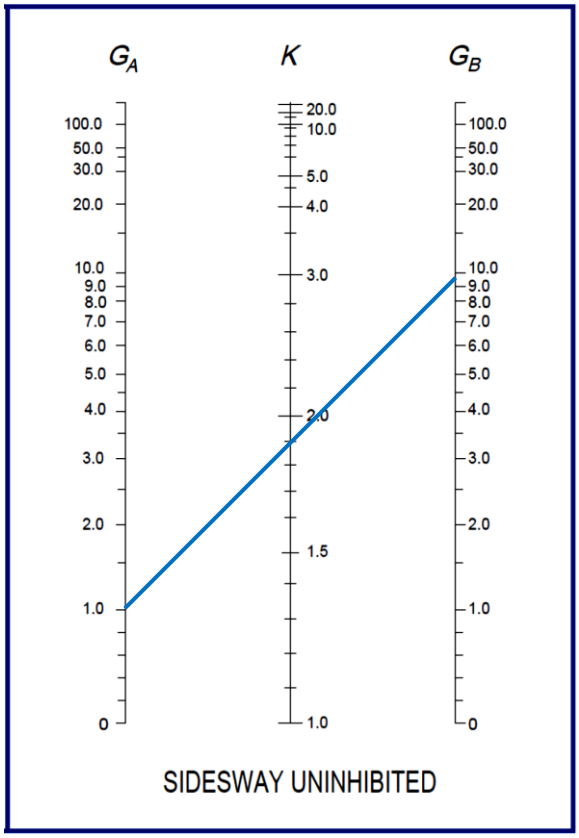


Figura 42: Ladeo no impedido (marco rígido)
Fuente: Estructuras de acero de McCormac

Kx=1,9

Al obtener el valor de K se procede a calcular la relación KL / r:

$$\left(\frac{k * l}{r}\right)_x = \left(\frac{1{,}9 * 300\ cm}{11{,}68\ cm}\right) = 48{,}80$$

Para el diseño de miembros solicitados por compresión, compactos cuyos elementos constitutivos cumplan las relaciones ancho-espesor límite, la norma ANSI/AISC-10 especifica que la resistencia de diseño, $\emptyset\ Pn$ se obtiene con $\emptyset = 0.9$

$$\emptyset\ P_n = \emptyset\ F_{cr} A_g \quad cumpliendo\ con:$$

$$\boldsymbol{si}: \qquad \frac{\boldsymbol{K * l}}{\boldsymbol{r}} \leq \mathbf{4.71}\sqrt{\frac{\boldsymbol{E}}{\boldsymbol{Fy}}}$$

$$\boldsymbol{entonces}: \quad \boldsymbol{F_{cr}} = \left[\mathbf{0.658}^{\frac{\boldsymbol{Fy}}{\boldsymbol{Fe}}}\right] * \boldsymbol{Fy}$$

$$\boldsymbol{si}: \qquad \frac{\boldsymbol{K * l}}{\boldsymbol{r}} > \mathbf{4.71}\sqrt{\frac{\boldsymbol{E}}{\boldsymbol{Fy}}}$$

$$\boldsymbol{entonces}: \qquad \boldsymbol{F_{cr}} = \mathbf{0,877} * \boldsymbol{Fe}$$

Donde:

$$\boldsymbol{F_e} = \frac{\boldsymbol{\pi^2 * E}}{\left(\frac{\boldsymbol{kl}}{\boldsymbol{r}}\right)^2}$$

Ahora comprobaremos cual ecuación usar para calcular el esfuerzo de pandeo por flexión

$$4.71\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 4.71 * \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{36 \text{ ksi}}} = \mathbf{133.68}$$

$$\mathbf{48,80} < \mathbf{133,68}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 29000\ ksi}{(48{,}80\ )^2} = 120{,}19\ ksi$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{36\ ksi}{120{,}19\ ksi}}\right] * 36\ ksi = 31{,}75\ ksi = 2232{,}82\ kg/cm^2$$

Se calcula la siguiente relación para tomar en cuenta cual ecuación utilizar según el AISC-10:

$$si: \quad \frac{P_u}{\emptyset\, P_n} \geq 0.2 \quad se\ utilizara.$$

$$\frac{\boldsymbol{P_u}}{\emptyset\, \boldsymbol{P_n}} + \frac{\mathbf{8}}{\mathbf{9}}\left(\frac{\boldsymbol{M_{ux}}}{\emptyset\, \boldsymbol{M_{ux}}} + \frac{\boldsymbol{M_{uy}}}{\emptyset\, \boldsymbol{M_{uy}}}\right) \leq \mathbf{1}$$

$$si: \quad \frac{P_u}{\emptyset\, P_n} < 0.2 \quad se\ utilizara.$$

$$\frac{\boldsymbol{P_u}}{\mathbf{2}\emptyset\, \boldsymbol{P_n}} + \left(\frac{\boldsymbol{M_{ux}}}{\emptyset\, \boldsymbol{M_{ux}}} + \frac{\boldsymbol{M_{uy}}}{\emptyset\, \boldsymbol{M_{uy}}}\right) \leq \mathbf{1}$$

$$\frac{Pu}{\emptyset P_n} = \frac{Pu}{0.9 F_{cr} Ag} = \frac{51160\ kg}{0.9 * 2232{,}82\ \frac{Kg}{cm^2} * 183{,}47\ cm^2} = 0{,}13$$

$$\mathbf{0,13 < 0,2}$$

Al ser la relación menor 0.2 se utiliza la ecuación siguiente de donde se obtiene.

$$\frac{\boldsymbol{P_u}}{\mathbf{2}\emptyset\, \boldsymbol{P_n}} + \left(\frac{\boldsymbol{M_{ux}}}{\emptyset\, \boldsymbol{M_{ux}}} + \frac{\boldsymbol{M_{uy}}}{\emptyset\, \boldsymbol{M_{uy}}}\right) \leq \mathbf{1}$$

$$\frac{51{,}16\ To}{2(368{,}69\ To)} + \left(\frac{6{,}39\ To - m}{43{,}30\ To - m} + \frac{5{,}68\ To - m}{43{,}30\ To - m}\right) \leq 1$$

$$0{,}063 + 0{,}14 + 0.13 \leq 1$$

$$\mathbf{0.333 \leq 1 \qquad \boldsymbol{OK}}$$

Este valor es igual al calculado en el programa, por lo tanto podemos decir que el diseño está bien (ver figura)

AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Envelope)

Element Details

Level	Element	Section	Combo	Location	Frame Type	Classification
1 PISO	C6	HSS12X12X5/8	DSTLS6	0	Special Moment Frame	Seismic

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
0,11	0,007	1	0,8	0,8

Section Properties

A (mm²)	J (mm⁴)	I_{33} (mm⁴)	I_{22} (mm⁴)	A_{v3} (mm²)	A_{v2} (mm²)
18346,7	382885658,7	256027716,6	256027716,6	8165,3	8165,3

Design Properties

S_{33} (mm³)	S_{22} (mm³)	Z_{33} (mm³)	Z_{22} (mm³)	r_{33} (mm)	r_{22} (mm)	C_w (mm⁶)
1679971,9	1679971,9	1989812	1989812	118,1	118,1	

Material Properties

E (kgf/mm²)	f_y (kgf/mm²)	R_y	α
20389,02	25,31	1,3	NA

Stress Check forces and Moments

Location (mm)	P_u (tonf)	M_{u33} (tonf-m)	M_{u22} (tonf-m)	V_{u2} (tonf)	V_{u3} (tonf)	T_u (tonf-m)
0	-51,159	6,394	5,68	0	0	-0,099

Demand/Capacity (D/C) Ratio

D/C Ratio =	$(P_r/2P_c) + (M_{r33}/M_{c33}) + (M_{r22}/M_{c22})$
0,329 =	0,063 + 0,141 + 0,125

Axial Force and Capacities

P_u Force (tonf)	ϕP_{nc} Capacity (tonf)	ϕP_{nt} Capacity (tonf)
51,159	406,25	417,929

Moments and Capacities

	M_u Moment (tonf-m)	ϕM_n Capacity (tonf-m)	ϕM_n No L_{TBD} (tonf-m)
Major Bending	6,394	45,327	45,327
Minor Bending	5,68	45,327	

Shear Design

	V_u Force (tonf)	ϕV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	0	111,601	0,018
Minor Shear	0	111,601	0,012

Figura 43: Detalle de la solicitación de la columna
Fuente: Ciro Flores

Comprobando de la columna correspondiente al piso 1 en los ejes 2-B, la cual se muestra en la figura.

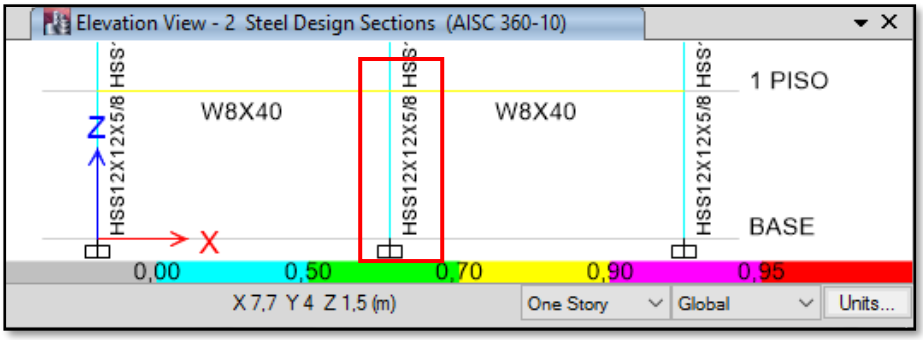


Figura 44: sección de la columna a comprobar
Fuente: Ciro Flores

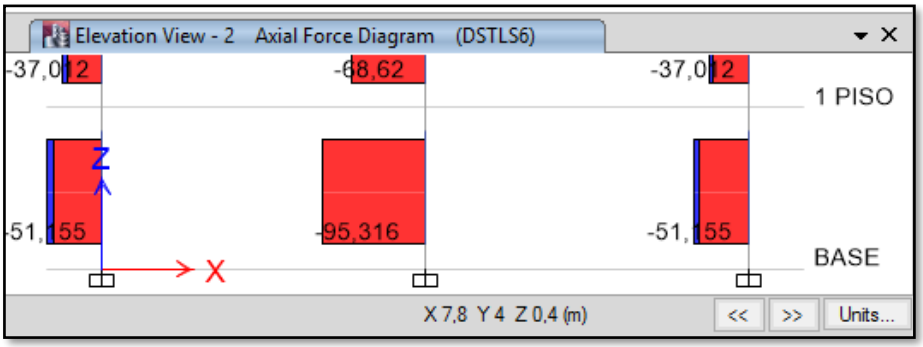


Figura 45: graficas de carga axial del pórtico 2
Fuente: Ciro Flores

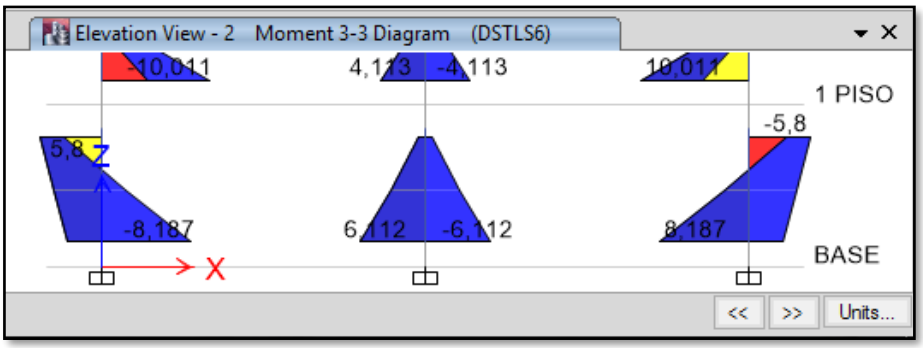


Figura 46: graficas de momento en X del pórtico 2
Fuente: Ciro Flores

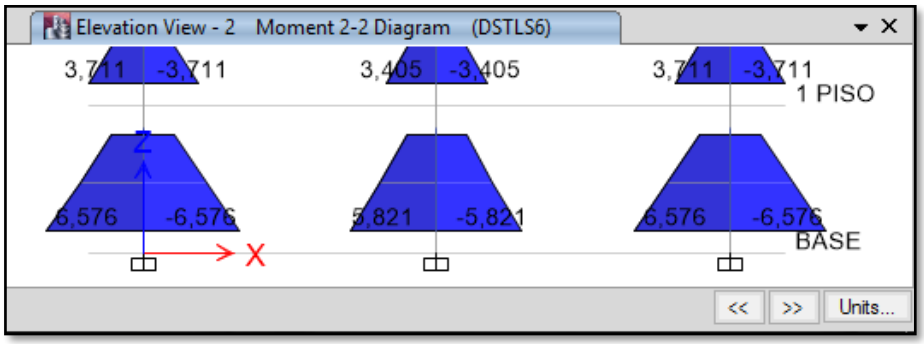


Figura 47: graficas de momento en Y del pórtico 2
Fuente: Ciro Flores

Solicitaciones Mayoradas:

- *Pu=95,316 To (ETABS)*
- *Mux=6,112 To-m (ETABS)*
- *Muy=5,821 To-m (ETABS)*
- *Zx=ZY=1900,90 cm³*
- *rx=ry=11,68 cm.*

Se comprueba que la columna sea sísmicamente compactas de acuerdo a lo establecido en el código AISC 341-10, la cual indica la relación máxima entre ancho y espesor.

Límite para almas de sección cajón armada:

$$\lambda_p = 2.45\sqrt{\frac{E}{fy}} = 2.45 * \sqrt{\frac{29000\ \text{ksi}}{36\ \text{ksi}}} \qquad \boldsymbol{\lambda_p = 69.54}$$

$$\lambda_f = \frac{b}{t} = \frac{10{,}75\ in}{0{,}625\ in} = 18{,}75$$

$$\mathbf{17,2 < 69,5}$$

Se calcula el valor del momento nominal en ambos sentidos de acuerdo a lo establecido en el código AISC-10 para las condiciones indicadas. En donde dichos momentos serán iguales ya que el modulo plástico es igual tanto en ***X*** como en ***Y.***

$$M_n = M_p = Fy * Zx$$

$$\emptyset M_{nx} = \emptyset FyZx = 0{,}9 * 2531{,}05 \frac{kg}{cm^2} * 1900{,}90\ cm^3 = 4330145{,}65\ kg - m$$

$$\boldsymbol{\emptyset M_{ny} = \emptyset M_{nx} = 43{,}30\ To - m}$$

Para obtener el factor de longitud efectiva ***K*** se lo obtiene por medio del nomograma de Jackson y Moreland, los valores de G_A y G_B se lo obtiene de la siguiente ecuación:

$$G = \frac{\sum 4EI/L\ \ de\ las\ columnas}{\sum 4EI/L\ \ de\ las\ trabes} = \frac{\sum E_C I_C / L_C}{\sum E_g I_g / L_g}$$

Donde:

- *E_C=Modulo elástico de la sección de la columna.*
- *I_C=Momento de inercia de la columna.*
- *L_C=longitud no soportada de la columna.*
- *E_g= Modulo elástico de la trabe.*
- *I_g= Momento de inercia de la trabe.*
- *L_g=longitud no soportada de la trabe.*

Por lo tanto, el valor de ***GA=1*** debido a que la columna está unida rígidamente su extremo a la cimentación (McCormac & Csernak, 2013).

$$G_B = \frac{\frac{24141{,}42\ cm^4}{300\ cm} + \frac{24141{,}42\ cm^4}{300\ cm}}{\frac{6076{,}98\ cm^4}{600\ cm} + \frac{6076{,}98\ cm^4}{600\ cm} + \frac{1336{,}10\ cm^4}{400\ cm} + \frac{1336{,}10\ cm^4}{400\ cm}}$$

$$G_B = \frac{160{,}95\ cm^3}{26{,}94\ cm^3} = 5{,}98$$

Con los valores de ***GA*** y ***GB*** entramos al monograma y obtenemos el valor de K

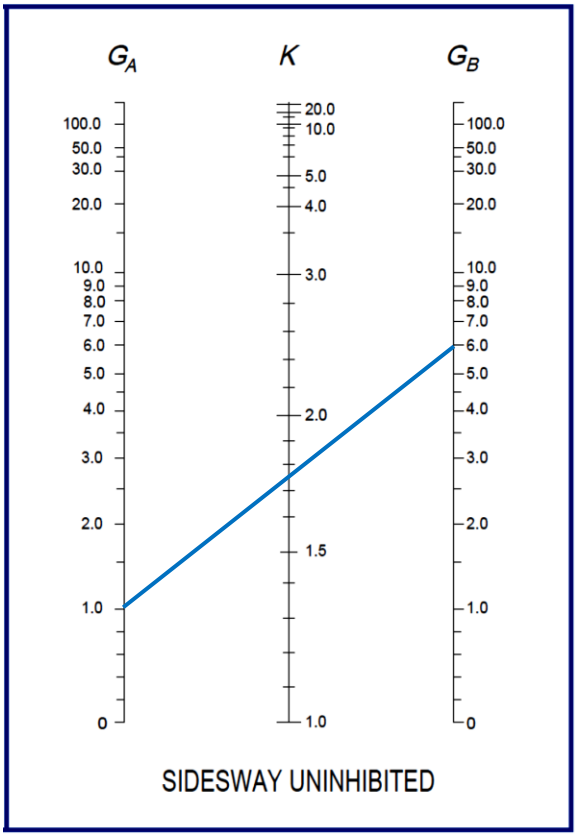


Figura 48: Ladeo no impedido (marco rígido)
Fuente: Estructuras de acero de McCormac

Kx=1,75

Al obtener el valor de K se procede a calcular la relación KL / r:

$$\left(\frac{k * l}{r}\right)_x = \left(\frac{1{,}75 * 300\ cm}{11{,}68\ cm}\right) = 44{,}95$$

Para el diseño de miembros solicitados por compresión, compactos cuyos elementos constitutivos cumplan las relaciones ancho-espesor límite, la norma ANSI/AISC-10 especifica que la resistencia de diseño, $\emptyset\ Pn$ se obtiene con $\emptyset = 0.9$

$$\emptyset\ P_n = \emptyset\ F_{cr} A_g \quad cumpliendo\ con:$$

$$\boldsymbol{si}: \qquad \frac{\boldsymbol{K * l}}{\boldsymbol{r}} \leq \mathbf{4.71} \sqrt{\frac{\boldsymbol{E}}{\boldsymbol{Fy}}}$$

$$\boldsymbol{entonces}: \quad \boldsymbol{F_{cr}} = \left[\mathbf{0.658}^{\frac{\boldsymbol{Fy}}{\boldsymbol{Fe}}}\right] * \boldsymbol{Fy}$$

$$\boldsymbol{si}: \qquad \frac{\boldsymbol{K * l}}{\boldsymbol{r}} > \mathbf{4.71} \sqrt{\frac{\boldsymbol{E}}{\boldsymbol{Fy}}}$$

$$\boldsymbol{entonces}: \qquad \boldsymbol{F_{cr}} = \mathbf{0{,}877} * \boldsymbol{Fe}$$

Donde:

$$\boldsymbol{F_e} = \frac{\boldsymbol{\pi^2 * E}}{\left(\frac{\boldsymbol{kl}}{\boldsymbol{r}}\right)^2}$$

Ahora comprobaremos cual ecuación usar para calcular el esfuerzo de pandeo por flexión.

$$4.71\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 4.71 * \sqrt{\frac{29000\ \text{ksi}}{36\ \text{ksi}}} = \mathbf{133.68}$$

$$\mathbf{44,95 < 133,68}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 29000\ ksi}{(44{,}95\ )^2} = 141{,}66\ ksi$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{36\ ksi}{141{,}66\ ksi}}\right] * 36\ ksi = 32{,}37\ ksi = 2276{,}42\ kg/cm^2$$

Se calcula la siguiente relación para tomar en cuenta cual ecuación utilizar según el AISC-10:

$$si: \quad \frac{P_u}{\emptyset\ P_n} \geq 0.2 \quad se\ utilizara.$$

$$\frac{\boldsymbol{P_u}}{\emptyset\ \boldsymbol{P_n}} + \frac{\mathbf{8}}{\mathbf{9}}\left(\frac{\boldsymbol{M_{ux}}}{\emptyset\ \boldsymbol{M_{ux}}} + \frac{\boldsymbol{M_{uy}}}{\emptyset\ \boldsymbol{M_{uy}}}\right) \leq \mathbf{1}$$

$$si: \quad \frac{P_u}{\emptyset\ P_n} < 0.2 \quad se\ utilizara.$$

$$\frac{\boldsymbol{P_u}}{\mathbf{2}\emptyset\ \boldsymbol{P_n}} + \left(\frac{\boldsymbol{M_{ux}}}{\emptyset\ \boldsymbol{M_{ux}}} + \frac{\boldsymbol{M_{uy}}}{\emptyset\ \boldsymbol{M_{uy}}}\right) \leq \mathbf{1}$$

$$\frac{Pu}{\emptyset P_n} = \frac{Pu}{0.9 F_{cr} Ag} = \frac{95316\ kg}{0.9 * 2276{,}42\ \frac{Kg}{cm^2} * 183{,}47\ cm^2} = 0{,}24$$

$$\mathbf{0,24 > 0,2}$$

Al ser la relación mayor 0.2 se utiliza la ecuación siguiente de donde se obtiene.

$$\frac{\boldsymbol{P_u}}{\emptyset\, \boldsymbol{P_n}} + \frac{\mathbf{8}}{\mathbf{9}}\left(\frac{\boldsymbol{M_{ux}}}{\emptyset\, \boldsymbol{M_{ux}}} + \frac{\boldsymbol{M_{uy}}}{\emptyset\, \boldsymbol{M_{uy}}}\right) \leq \mathbf{1}$$

$$\frac{95{,}316\, To}{375{,}89\, To} + \frac{8}{9}\left(\frac{6{,}112\, To - m}{43{,}30\, To - m} + \frac{5{,}821\, To - m}{43{,}30\, To - m}\right) \leq 1$$

$$0{,}236 + 0{,}88(0{,}141 + 0{,}134) \leq 1$$

$$\mathbf{0,47 \leq 1} \qquad \boldsymbol{OK}$$

Este valor es igual al calculado en el programa, por lo tanto podemos decir que el diseño está bien (ver figura)

AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Envelope)

Element Details

Level	Element	Section	Combo	Location	Frame Type	Classification
1 PISO	C5	HSS12X12X5/8	DSTLS6	0	Special Moment Frame	Seismic

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
0,205	0,014	1	0,8	0,8

Section Properties

A (mm²)	J (mm⁴)	I_{33} (mm⁴)	I_{22} (mm⁴)	A_{v3} (mm²)	A_{v2} (mm²)
18346,7	382885658,7	256027716,6	256027716,6	8165,3	8165,3

Design Properties

S_{33} (mm³)	S_{22} (mm³)	Z_{33} (mm³)	Z_{22} (mm³)	r_{33} (mm)	r_{22} (mm)	C_w (mm⁶)
1679971,9	1679971,9	1989812	1989812	118,1	118,1	

Material Properties

E (kgf/mm²)	f_y (kgf/mm²)	R_y	α
20389,02	25,31	1,3	NA

Stress Check forces and Moments

Location (mm)	P_u (tonf)	M_{u33} (tonf-m)	M_{u22} (tonf-m)	V_{u2} (tonf)	V_{u3} (tonf)	T_u (tonf-m)
0	-95,316	6,112	5,821	0	0	0,099

Demand/Capacity (D/C) Ratio

D/C Ratio =	$(P_r / P_c) + (8/9)(M_{r33} / M_{c33}) + (8/9)(M_{r22} / M_{c22})$
0,469 =	0,235 + 0,12 + 0,114

Axial Force and Capacities

P_u Force (tonf)	ϕP_{nc} Capacity (tonf)	ϕP_{nt} Capacity (tonf)
95,316	405,831	417,929

Moments and Capacities

	M_u Moment (tonf-m)	ϕM_n Capacity (tonf-m)	ϕM_n No L_{TBD} (tonf-m)
Major Bending	6,112	45,327	45,327
Minor Bending	5,821	45,327	

Shear Design

	V_u Force (tonf)	ϕV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	0	111,601	0,019
Minor Shear	0	111,601	0,013

Figura 49: Detalle de la solicitación de la columna
Fuente: Ciro Flores.

3.3.2.18 Diseño por capacidad.

El objetivo de columna fuerte –viga débil es contar con un sistema estructural en donde las columnas son más fuertes que las vigas.

Donde la NEC dice que la sumatoria de los momentos plásticos nominales en las columnas que llegan a la junta (***∑Mpc***) tiene que ser mayor o igual a una vez a la sumatoria de los momentos plásticos nominales en las vigas que llegan a las juntas (***∑Mpv)***.

$$\frac{\sum Mpc}{\sum Mpv} \geq 1$$

$$\boxed{\sum Mpc = \sum Zc(Fyc - Puc/Ag)}$$

Ecuación 15: momentos probables en las columnas.

$$\boxed{\sum Mpv = \sum(1.1RyFyvZv + Muv)}$$

Ecuación 16: momentos probables en las vigas.

Donde:

- ***Zc=*** modulo plástico de la columna.
- ***Fyc=*** mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado en la columna
- ***Puc=*** la resistencia axial requerida de una columna usando las combinaciones de carga.
- ***Ag=*** área gruesa de la columna.
- ***Ry=*** factor de esfuerzo de fluencia probable de la viga. Según la NEC; *Ry= 1,1* (NEC-SE-AC)
- ***Fyv=*** mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado en la viga.

- ***Muv=***momento adicional basado en combinaciones producido por la fuerza cortante localizado en la articulación plástico cuyo brazo es igual a la distancia existente entre la articulación plástica y la cara de la columna.
- Cuando se usen conexiones con vigas de sección reducida, el valor de ***Zv*** debe ser reemplazado por ***Zvsr*** (módulo plástico en la sección de viga reducida).

La comprobación se llevara a cabo el ubicado en el nivel 1 ejes 2-B teniendo como dato lo siguiente:

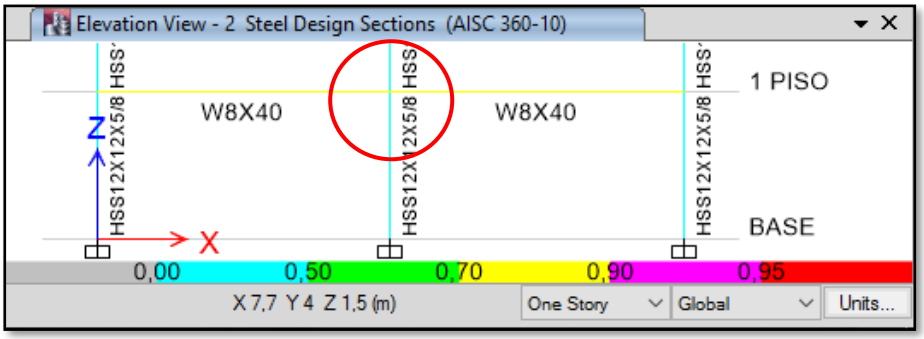


Figura 50: Nudo de la estructura a comprobar.
Fuente: Ciro Flores

Datos de la columna:

- *Zx=Zy=1900,90 cm³*
- *Fyc=2531,05 kg/cm² (A36)*
- *Pu=95316 kg (nivel 1)*
- *Pu=68620 kg (nivel 2)*
- *Ag= 183,47 cm²*

Para la columna inferior tenemos:

$$\sum Mpc = \sum Zc(Fyc - Puc/Ag)$$

$$\sum Mpc = 1900{,}90\ cm^3(2531{,}05\frac{kg}{cm^2} - \frac{95316\ kg}{183{,}47\ cm^2})$$

$$\sum Mpc = 3823720{,}84\ kg - cm$$

$$\boldsymbol{\sum Mpc = 38{,}24\ To - m}$$

Para la columna superior tenemos:

$$\sum Mpc = \sum Zc(Fyc - Puc/Ag)$$

$$\sum Mpc = 1900{,}90\ cm^3(2531.05\frac{kg}{cm^2} - \frac{68620\ kg}{183{,}47\ cm^2})$$

$$\sum Mpc = 4100313{,}34\ kg - cm$$

$$\boldsymbol{\sum Mpc = 41{,}00\ To - m}$$

Sumando los momentos probables de las columnas tenemos lo siguiente:

$$\sum Mpc = 38{,}24\ To - m + 41{,}00\ To - m$$

$$\boldsymbol{\sum Mpc = 79{,}24\ To - m}$$

Ahora Determinamos los momentos probables en las vigas La figura siguiente presenta un esquema para la determinación de M*pv para el caso de una columna interior de un PEM.

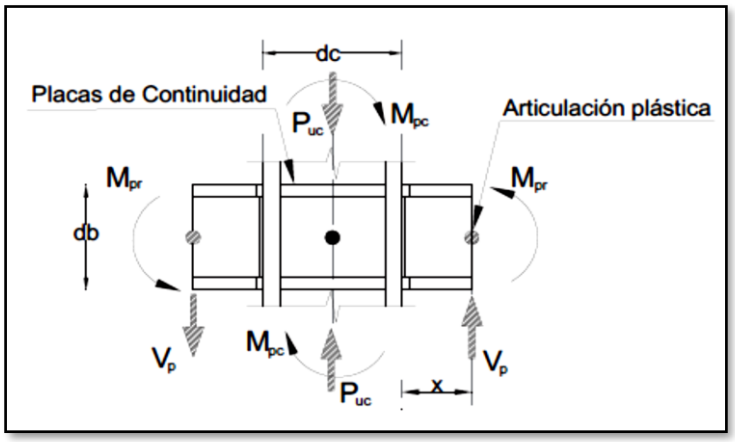


Figura 51: Determinación de Mpv para el caso de una columna interior de un PEM.
Fuente: NE-15.

Los datos de la viga *W8X40* para poder cumplir con el objetivo son los siguientes:

- *d=21,10 cm.*
- *tw=0,91 cm*
- *bf=20,50 cm*
- *tf=1,42 cm*
- *Zx=652,205 cm³*
- *Vu=13,064 To (ETABS)*
- *Fy=2531.05 kg/cm² (A36 en vigas)*
- *Fu=4077.8 kg/cm² (A36 en vigas)*

Para efectos de comprobación se revisará la viga diseñada anteriormente donde:

$$\sum Mpv = \sum(1.1RyFyvZv + Muv)$$

Por lo tanto, el momento adicional ***Muv = 0***; debido a que la viga no es de sección reducida.

$$Muv = Vsr\left(Sh + \frac{d}{2}\right) = 0$$

Entonces nuestro momento plástico en la viga será.

$$\sum Mpv = \sum(1.1RyFyvZv + Muv)$$

$$\sum Mpv = 1.1 * 1.1 * 2531.05\frac{kg}{cm^2} * 652{,}205\ cm^3 + 0$$

$$\sum Mpv = 1997423{,}79\ kg - cm$$

$$\sum Mpv = 19{,}97\ To - m$$

Debido a que la viga de la izquierda es igual a la de la derecha tanto en sección como en área de acero por lo que el momento nominal de viga es igual para ambos casos. El momento plástico será el mismo por lo tanto tenemos:

$$\sum Mpv = 19{,}97\ To - m + 19{,}97\ To - m =$$

$$\boldsymbol{\sum Mpv = 39{,}94\ To - m}$$

Comprobando la relación

$$\sum Mnc \geq 1 \sum Mnb$$

$$\frac{\sum Mnc}{\sum Mnb} \geq 1$$

$$\frac{79{,}24\ To - m}{39{,}94\ To - m} = 1{,}98$$

$$\boldsymbol{1{,}98 > 1}$$

Queda comprobado que el nudo cumple por el diseño de ***columna fuerte-viga débil.***

3.3.2.19 Diseño de conexión soldada viga-columna.

A continuación, se procede a diseñar la conexión de momento totalmente restringida ubicado en el piso 1 y los ejes 1-B (ver figura 32), se tiene en cuenta los datos proporcionados por el software ETABS, se utilizará electrodos ***E6011*** ya que este es compatible con el acero A36.

Datos: Viga W10X19

- *Mu=6.663 to-m*
- *d=26.00 cm*
- *tw=0.635 cm*
- *bf=10.21 cm*
- *tf=1.00 cm*
- *Fy=36 ksi*
- *Fu=58 ksi*

Electrodo E6011

- *F_{EXX}=60 ksi*

<u>Diseño de soldadura CJP patín – columna:</u> se procede a encontrar el cordón de soldadura:

$$P_{uf} = Ru = \frac{Mu}{dm} = \frac{666300\ kg - cm}{26\ cm} = 25630\ kg = 25{,}63\ To$$

Donde:

- ***Puf=*** fuerza factorizada en el patín de la viga a tensión o compresión.
- ***Mu=*** momento de extremo de la viga
- ***Dm=*** brazos de momento entre las fuerzas del patín.

La resistencia de diseño de la soldadura de ranura está dada por:

$$R_{dBM} = 0{,}9\left(0{,}6F_{yBM}\right)te * Lw$$

Donde:

- ***R_{dBM}=*** resistencia del metal base
- ***F_{yBM} =*** esfuerzo de fluencia del metal base
- ***te=tf=*** espesor de la placa
- ***Lw=bf=*** longitud de la placa.

$$R_{dBM} = 0{,}9\left(0{,}6 * 2531{,}05\frac{kg}{cm^2}\right)(1{,}00\ cm * 10{,}21\ cm) = 13950\ Kg =$$

$$R_{dBM} = 13{,}95\ To$$

Por lo tanto, el patín de la viga no resiste el esfuerzo de tensión de ***25.63 To.*** ya que dicho patín solo puede soportar un esfuerzo de tensión de ***13,95 To.*** Por esta razón se procede a colocar placas de patín superior e inferior ver figura.

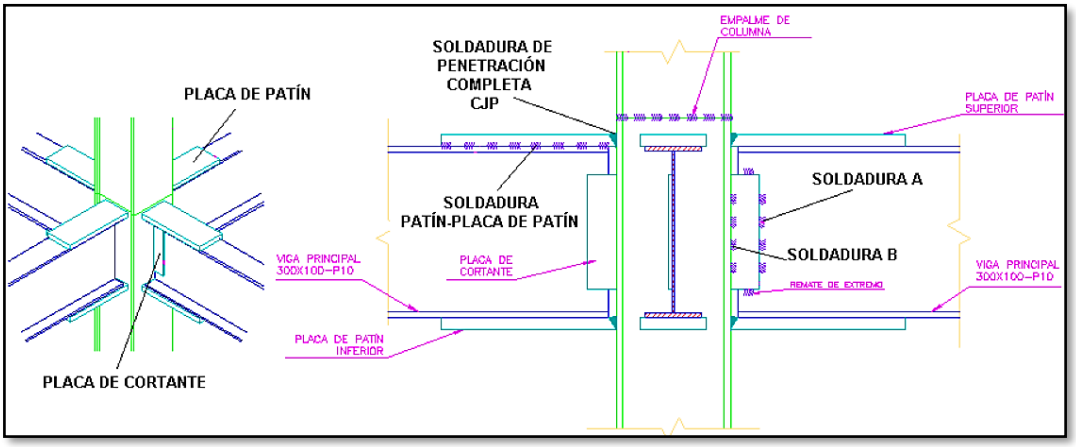


Figura 52: Conexión de momento con placa soldada en el patín**.**
Fuente: Carlos Tupiza

Procedemos a elegir el espesor y ancho de placa de patín. Se analizará en primer lugar el tamaño de pierna de soldadura para las soldaduras de filete que unirán la placa de patín superior al patín de la viga.

$$t_{wb} \geq \frac{0{,}75(0{,}6\ F_{EXX}) * 2(0{,}707\ w)}{0{,}75\ (0{,}6\ F_{ub})} = \frac{0{,}088\ F_{EXX} D}{F_{ub}} \equiv t_{wbmin}$$

Donde:

- ***FEXX* =** resistencia por clasificación del electrodo
- ***RUb* =** esfuerzo mínimo a la tracción del metal
- ***twb* = *tf*=** espesor del patín
- ***w* =** tamaño de pierna de la soldadura expresada en 1/16 in
- ***D* =** dimensión de la soldadura

$$w = \frac{0{,}75(0{,}6\ F_{ub}\ ) * twb}{0{,}75\ (0{,}6\ F_{EXX}) * 2(0{,}707\ )} = \frac{58\ ksi(1{,}00\ cm/2.54)}{60\ ksi * 2 * 0{,}707} = 0{,}26\ in$$

$$\boldsymbol{w = 6{,}83\ mm = 7\ mm}$$

A valor de ***w*** hay que sumarle ***1/16 in***, por lo tanto, el espacio libre para colocar la soldadura de filete es de ***10 mm*** y la placa del patín se extenderá por fuera de los bordes del patín de la viga. Por lo tanto el ancho de la placa será de ***120 mm.*** Teniendo este valor calculamos es espesor de la placa para soportar la carga requerida.

$$R_{dBM} = 0{,}9\left(0{,}6F_{yBM}\right)te * Lw$$

$$te = \frac{25634\ kg}{0{,}9(0{,}6 * 2531{,}05\ kg/cm^2 * 12\ cm)} = 1{,}56\ cm = \mathbf{16\ mm}$$

Procedemos a determinar la longitud de la placa de conexión al patín planteando ***Wu*** en función de ***L***:

$$W_U = \frac{R_U}{2L}\sqrt{1 + \left(\frac{18}{5}\right)^2 \left(\frac{eB}{L}\right)^2}$$

Donde:

- ***Wu=*** resultante de la soldadura critica
- ***L=*** longitud de la placa de conexión
- e***B=*** *0.5(ancho placa del patín) + w*

Y según el AISC-10 ***Wu<=Wd*** siendo:

$$Wd = 0.75(0.60F_{EXX})wsin45 = 0{,}02F_{EXX}D$$

Donde:

- ***C=***.coeficiente de excentricidad

- ***C1=*** coeficiente de resistencia del electrodo usado

$$Wd = 0{,}75(0{,}6 * 4218{,}34\ kg/cm^2)(0{,}8)\sin 45 = 1073{,}82\ kg/cm$$

$$W_U = \frac{25630}{2L}\sqrt{1 + \left(\frac{18}{5}\right)^2 \left(\frac{(0{,}5 * 12) + 0.8}{L}\right)^2}$$

Proponiendo una ***longitud de 25 cm*** tenemos que

$$W_U = \frac{25630\ kg}{2 * 25\ cm}\sqrt{1 + \left(\frac{18}{5}\right)^2 \left(\frac{(0{,}5 * 12\ cm) + 0.8\ cm}{25\ cm}\right)^2} = 717{,}43\ kg/cm$$

$$\mathbf{1073{,}82\ kg/cm > 717{,}43\ kg/cm}$$

Por lo tanto, se puede usar una soldadura de filete de longitud efectiva de ***25 cm = 250 mm*** a esta longitud se le puede sumar ***½ in*** de holgura de borde que se necesita para soldar la placa de patín a la columna por lo tanto la sección seria:

Placa de patín: ancho 120 mm, longitud 270 mm y el espesor de 16 mm.

CAPITULO IV

4 RESULTADOS

4.1 Análisis e interpretación de los resultados

Después de haber corroborado el Predimensionamiento propuesto se pudo notar que dicha estructura no cumplía con las deflexiones máximas permisibles, con derivas de piso y las secciones tampoco eran sísmicamente compactas. Debido a esto se tuvo que aumentar secciones tanto en vigas como en columnas para cumplir con todo lo establecido por las normas impuestas en esta investigación.

El software nos brinda una ayuda a obtener las dimensiones óptimas y así para poder diseñar la estructura teniendo en cuenta criterios, cumplimientos y requisitos de las normas, los resultados técnicos sirven para elegir un diseño más conveniente en cuanto a resistencia para que la estructura responda ante un evento sísmico causado por la naturaleza.

4.1.1 Presentación de los resultados.

- Columnas A1, A2, A3, B1, B2, B3, C1, C2, C3; sección cuadradas HSS12x12x5/8: (300 mm x 300 mm x 16) nivel 1 - 2 - 3
- Columnas A1, A2, A3, B1, B2, B3, C1, C2, C3; sección cuadradas HSS12x12x1/2: (300 mm x 300 mm x 16) nivel 4
- Vigas de carga; ejes 1, 3: perfil W10X19 (niveles 1 – 2 - 3)
- Vigas de carga; ejes 2: perfil W8X40 (niveles 1 – 2 - 3)
- Vigas de carga; ejes 1, 3: perfil W10X17 (niveles 4)
- Vigas de carga; ejes 2: perfil W12X19 (niveles 4)

- Vigas de amarre; ejes A, B, C: perfil W6X16 (niveles 1 – 2 - 3)
- Vigas de amarre; ejes A, B, C: perfil W5X16 (niveles 4)
- Vigas secundarias; perfiles W5X16: todos los niveles
- Losa tipo deck; 65 mm; capa de compresión 5 cm

Conclusiones.

Hay que tener en cuenta que cada vez que ocurre un evento sísmico de gran magnitud este provoca daños muy severos a cualquier tipo de estructura, incluso llevándola a su colapso, en la actualidad se debe diseñar estructuras para que resistan este tipo de eventos sísmicos.

Los ingenieros especializados en el área de diseño estructural tienen que diseñar estructuras para que estas tengan un buen comportamiento dúctil con la finalidad que puedan disipar las fuerzas que se inducen por los eventos sísmicos.

La estructura metálica que vamos a construir ilustra múltiples ventajas puesto que esta soporta grandes deformaciones sin llegar a la falla y se obtiene una alta resistencia.

Las construcciones de acero pesan aproximadamente dos veces menos que una construcción de hormigón armado de tamaño similar.

El software ETABS es un programa para cálculos estructurales que permiten realizar los diseños en menor tiempo y con mayor precisión, pero el diseñador debe revisar y comprobar los resultados que nos da el programa aplicando conceptos y criterios de análisis y diseño estructural.

Recomendaciones.

El análisis estructural es un punto importante en el cual hay que tener mucho cuidado al ingresar los datos al software ETABS, ya que con estos obtendremos determinados resultados los cuales serán reales o ficticios, se recomienda revisar detalladamente el análisis antes de proceder al diseño estructural.

Para obtener un comportamiento adecuado de la estructura ante la eventualidad del sismo se debe procurar que la estructura tenga: resistencia, rigidez y ductilidad para que se produzcan rotulas plásticas, fallas dúctiles y evitar mecanismos de colapso.

Se recomienda que en todo diseño sismo-resistente se compruebe el diseño por capacidad y que las rotulas plásticas se originen en las vigas mas no en las columnas teniendo en consideración que las columnas deben ser mucho más fuertes que las vigas.

Bibliografía.

- AISC. (2010).
- https://www.emaze.com/@AZOOLFFR/Volcanes-y-Terremotos
- http://fisica1spp.wikispaces.com/file/view/dina29.jpg/405118522/400x400/dina29.jpg
- https://es.wikipedia.org/wiki/Sism%C3%B3metro#/media/File:Kinemetrics_seismograph.jpg
- http://ies.rayuela.mostoles.educa.madrid.org/Publicaciones/ApuntesCienciasTierra/2-PlanetaTierra/Geosfera%20Procesos%20Internos.htm
- http://www.lis.ucr.ac.cr/clase_index/tv/articulos/imagenes/pub16fig1.jpg
- NEC-SE-DS. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción.*
- http://www.profesorenlinea.cl/imagenciencias/placas006.jpg
- https://es.wikipedia.org/wiki/Placa_tect%C3%B3nica#/media/File:Placas_tectonicas_mayores.svg
- https://es.wikipedia.org/wiki/Terremoto_de_Ecuador_de_2016
- http://www.windows2universe.org/earth/geology/fault.html&lang=sp
- Zigurat. (1998). Estado del arte en el diseño sismo resistente de estructuras de acero.

Anexos

Modulo plástico de vigas

LOAD FACTOR DESIGN SELECTION TABLE
For shapes used as beams
$\phi_b = 0.90$

Z_x

$F_y = 36$ ksi							$F_y = 50$ ksi				
BF	L_r	L_p	$\phi_b M_r$	$\phi_b M_p$	Z_x	Shape	$\phi_b M_p$	$\phi_b M_r$	L_p	L_r	BF
Kips	Ft	Ft	Kip-ft	Kip-ft	in.^{3}		Kip-ft	Kip-ft	Ft	Ft	Kips
3.10	**6.8**	**2.3**	**21.6**	**35.4**	**13.1**	**M12×10.8**	**49.2**	**33.3**	**2.0**	**5.3**	**4.74**
2.03	9.5	3.3	21.3	34.0	12.6	W10×12[b]	47.0	32.7	2.9	7.4	3.13
0.817	18.3	4.0	19.9	31.6	11.7	W6×16	43.9	30.6	3.4	12.5	1.46
0.458	30.3	5.3	19.9	31.3	11.6	W5×19	43.5	30.6	4.5	20.1	0.830
1.44	11.5	3.5	19.3	30.8	11.4	W8×13	42.8	29.7	3.0	8.5	2.35
0.417	31.1	5.0	18.8	29.7	11.0	M5×18.9	41.3	28.9	4.2	20.5	0.758
0.693	20.8	6.7	19.0	28.8	10.8	W6×15[b,c]	38.6	29.2	6.8	15.0	1.16
0.444	26.3	5.3	16.6	25.9	9.59	W5×16	36.0	25.5	4.5	17.6	0.795
2.32	**6.2**	**2.1**	**15.2**	**24.9**	**9.21**	**M10×9**	**34.5**	**23.5**	**1.8**	**4.9**	**3.59**
1.30	10.2	3.5	15.2	23.9	8.87	W8×10[b]	33.0	23.4	3.1	7.8	2.03
0.775	14.4	3.8	14.3	22.4	8.30	W6×12	31.1	21.9	3.2	10.2	1.33
2.13	**6.1**	**2.1**	**13.6**	**22.1**	**8.20**	**M10×8**	**30.8**	**21.0**	**1.8**	**4.8**	**3.26**
0.295	25.5	4.2	10.6	17.0	6.28	W4×13	23.6	16.4	3.5	16.9	0.538
0.724	12.0	3.8	10.8	16.8	6.23	W6×9	23.4	16.7	3.2	8.9	1.17
1.50	**5.5**	**1.8**	**9.01**	**14.6**	**5.40**	**M8×6.5**	**20.2**	**13.9**	**1.6**	**4.3**	**2.35**

Modulo plástico de vigas

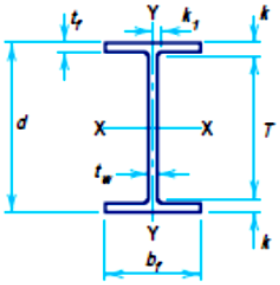
Z_x LOAD FACTOR DESIGN SELECTION TABLE

For shapes used as beams

$\phi_b = 0.90$

F_y = 36 ksi							F_y = 50 ksi				
BF	L_r	L_p	$\phi_b M_r$	$\phi_b M_p$	Z_x	Shape	$\phi_b M_p$	$\phi_b M_r$	L_p	L_r	BF
Kips	Ft	Ft	Kip-ft	Kip-ft	in.^{3}		Kip-ft	Kip-ft	Ft	Ft	Kips
4.18	**19.0**	**6.4**	**94.8**	**147**	**54.6**	**W14×34**	**205**	**146**	**5.4**	**14.4**	**6.58**
5.70	**14.3**	**4.9**	**92.0**	**146**	**54.0**	**W16×31**	**203**	**142**	**4.1**	**11.0**	**8.85**
3.47	20.6	6.4	88.9	138	51.2	W12×35	192	137	5.4	15.2	5.67
1.26	46.7	8.7	84.4	132	49.0	W8×48	184	130	7.4	31.1	2.27
3.92	**17.9**	**6.2**	**81.9**	**128**	**47.3**	**W14×30**	**177**	**126**	**5.3**	**13.7**	**6.06**
1.93	31.2	8.3	82.1	126	46.8	W10×39	176	126	7.0	21.8	3.32
5.15	**13.3**	**4.7**	**74.9**	**119**	**44.2**	**W16×26**	**166**	**115**	**4.0**	**10.4**	**7.88**
3.22	19.1	6.3	75.3	116	43.1	W12×30	162	116	5.4	14.4	5.10
4.44	**13.4**	**4.5**	**68.8**	**109**	**40.2**	**W14×26**	**151**	**106**	**3.8**	**10.3**	**6.96**
1.25	39.1	8.5	69.2	107	39.8	W8×40	149	107	7.2	26.4	2.22
1.89	27.4	8.1	68.3	105	38.8	W10×33	146	105	6.9	19.7	3.15
2.99	**18.1**	**6.3**	**65.1**	**100**	**37.2**	**W12×26**	**140**	**100**	**5.3**	**13.8**	**4.64**
2.44	20.3	5.7	63.2	98.8	36.6	W10×30	137	97.2	4.8	14.5	4.13
1.23	35.1	8.5	60.8	93.7	34.7	W8×35	130	93.6	7.2	24.1	2.16
4.06	**12.5**	**4.3**	**56.6**	**89.6**	**33.2**	**W14×22**	**125**	**87.0**	**3.7**	**9.7**	**6.26**
2.34	18.5	5.7	54.4	84.5	31.3	W10×26	117	83.7	4.8	13.5	3.85
1.21	32.0	8.4	53.6	82.1	30.4	W8×31	114	82.5	7.1	22.3	2.07
3.88	**11.1**	**3.5**	**49.5**	**79.1**	**29.3**	**W12×22**	**110**	**76.2**	**3.0**	**8.4**	**6.24**
1.27	27.3	6.8	47.4	73.4	27.2	W8×28	102	72.9	5.7	18.9	2.22
2.19	**16.9**	**5.5**	**45.2**	**70.2**	**26.0**	**W10×22**	**97.5**	**69.6**	**4.7**	**12.7**	**3.50**
3.61	**10.4**	**3.4**	**41.5**	**66.7**	**24.7**	**W12×19**	**92.6**	**63.9**	**2.9**	**7.9**	**5.70**
1.24	24.4	6.7	40.8	62.6	23.2	W8×24	87.0	62.7	5.7	17.2	2.11
2.60	**12.0**	**3.6**	**36.7**	**58.3**	**21.6**	**W10×19**	**81.0**	**56.4**	**3.1**	**8.9**	**4.26**
1.46	18.6	5.3	35.5	55.1	20.4	W8×21	76.5	54.6	4.5	13.3	2.47
3.30	**9.6**	**3.2**	**33.3**	**54.3**	**20.1**	**W12×16**	**75.4**	**51.3**	**2.7**	**7.4**	**5.12**
0.741	31.3	6.3	32.6	51.0	18.9	W6×25	70.9	50.1	5.4	21.0	1.33
2.46	11.2	3.5	31.6	50.5	18.7	W10×17	70.1	48.6	3.0	8.4	3.97
2.97	**9.2**	**3.1**	**29.1**	**47.0**	**17.4**	**W12×14**	**65.3**	**44.7**	**2.7**	**7.2**	**4.56**
1.40	16.7	5.1	29.6	45.9	17.0	W8×18	63.8	45.6	4.3	12.3	2.30
2.34	10.3	3.4	26.9	43.2	16.0	W10×15	60.0	41.4	2.9	7.9	3.69
0.728	25.6	6.3	26.1	40.2	14.9	W6×20	55.9	40.2	5.3	17.7	1.27
3.32	**6.9**	**2.3**	**23.6**	**38.6**	**14.3**	**M12×11.8**	**53.7**	**36.3**	**2.0**	**5.4**	**5.10**
1.53	12.6	3.7	23.0	36.7	13.6	W8×15	51.0	35.4	3.1	9.2	2.56

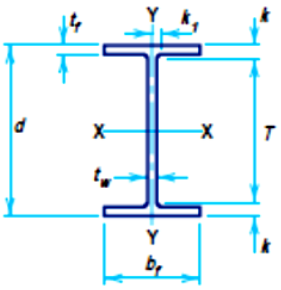
Dimensiones y propiedades.



W SHAPES
Dimensions

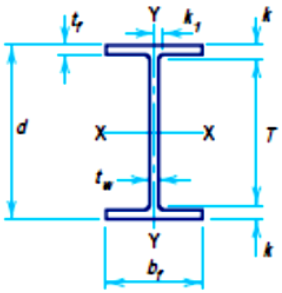
Designation	Area A	Depth d		Web Thickness t_w		Web $\frac{t_w}{2}$	Flange Width b_f		Flange Thickness t_f		Distance T	Distance k	Distance k_1
	in.^{2}	in.		in.		in.	in.		in.		in.	in.	in.
W14×132	38.8	14.66	14 5/8	0.645	5/8	5/16	14.725	14 3/4	1.030	1	11 1/4	1 11/16	15/16
×120	35.3	14.48	14 1/2	0.590	9/16	5/16	14.670	14 5/8	0.940	15/16	11 1/4	1 5/8	15/16
×109	32.0	14.32	14 3/8	0.525	1/2	1/4	14.605	14 5/8	0.860	7/8	11 1/4	1 9/16	7/8
×99	29.1	14.16	14 1/8	0.485	1/2	1/4	14.565	14 5/8	0.780	3/4	11 1/4	1 7/16	7/8
×90	26.5	14.02	14	0.440	7/16	1/4	14.520	14 1/2	0.710	11/16	11 1/4	1 3/8	7/8
W14×82	24.1	14.31	14 1/4	0.510	1/2	1/4	10.130	10 1/8	0.855	7/8	11	1 5/8	1
×74	21.8	14.17	14 1/8	0.450	7/16	1/4	10.070	10 1/8	0.785	13/16	11	1 9/16	15/16
×68	20.0	14.04	14	0.415	7/16	1/4	10.035	10	0.720	3/4	11	1 1/2	15/16
×61	17.9	13.89	13 7/8	0.375	3/8	3/16	9.995	10	0.645	5/8	11	1 7/16	15/16
W14×53	15.6	13.92	13 7/8	0.370	3/8	3/16	8.060	8	0.660	11/16	11	1 7/16	15/16
×48	14.1	13.79	13 3/4	0.340	5/16	3/16	8.030	8	0.595	5/8	11	1 3/8	7/8
×43	12.6	13.66	13 5/8	0.305	5/16	3/16	7.995	8	0.530	1/2	11	1 5/16	7/8
W14×38	11.2	14.10	14 1/8	0.310	5/16	3/16	6.770	6 3/4	0.515	1/2	12	1 1/16	5/8
×34	10.0	13.98	14	0.285	5/16	3/16	6.745	6 3/4	0.455	7/16	12	1	5/8
×30	8.85	13.84	13 7/8	0.270	1/4	1/8	6.730	6 3/4	0.385	3/8	12	15/16	5/8
W14×26	7.69	13.91	13 7/8	0.255	1/4	1/8	5.025	5	0.420	7/16	12	15/16	9/16
×22	6.49	13.74	13 3/4	0.230	1/4	1/8	5.000	5	0.335	5/16	12	7/8	9/16

W SHAPES
Properties



Nominal Wt. per ft	Compact Section Criteria					Elastic Properties						Plastic Modulus	
						Axis X-X			Axis Y-Y				
	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	F_y'''	X_1	$X_2 \times 10^6$	I	S	r	I	S	r	Z_x	Z_y
lb			ksi	ksi	$(1/\text{ksi})^2$	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{3}	in.^{3}
132	7.1	17.7	—	4180	428	1530	209	6.28	548	74.5	3.76	234	113
120	7.8	19.3	—	3830	601	1380	190	6.24	495	67.5	3.74	212	102
109	8.5	21.7	—	3490	853	1240	173	6.22	447	61.2	3.73	192	92.7
99	9.3	23.5	—	3190	1220	1110	157	6.17	402	55.2	3.71	173	83.6
90	10.2	25.9	—	2900	1750	999	143	6.14	362	49.9	3.70	157	75.6
82	5.9	22.4	—	3600	846	882	123	6.05	148	29.3	2.48	139	44.8
74	6.4	25.3	—	3290	1190	796	112	6.04	134	26.6	2.48	126	40.6
68	7.0	27.5	—	3020	1650	723	103	6.01	121	24.2	2.46	115	36.9
61	7.7	30.4	—	2720	2460	640	92.2	5.98	107	21.5	2.45	102	32.8
53	6.1	30.8	—	2830	2250	541	77.8	5.89	57.7	14.3	1.92	87.1	22.0
48	6.7	33.5	57	2580	3220	485	70.3	5.85	51.4	12.8	1.91	78.4	19.6
43	7.5	37.4	46	2320	4900	428	62.7	5.82	45.2	11.3	1.89	69.6	17.3
38	6.6	39.6	41	2190	6850	385	54.6	5.87	26.7	7.88	1.55	61.5	12.1
34	7.4	43.1	35	1970	10600	340	48.6	5.83	23.3	6.91	1.53	54.6	10.6
30	8.7	45.4	31	1750	17600	291	42.0	5.73	19.6	5.82	1.49	47.3	8.99
26	6.0	48.1	28	1890	13900	245	35.3	5.65	8.91	3.54	1.08	40.2	5.54
22	7.5	53.3	22	1610	27300	199	29.0	5.54	7.00	2.80	1.04	33.2	4.39

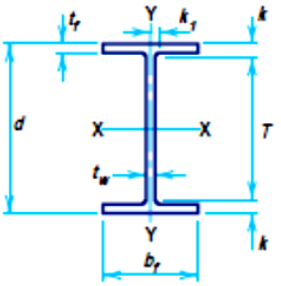
Dimensiones y propiedades.



W SHAPES
Dimensions

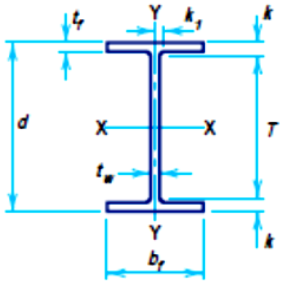
Designation	Area A	Depth d		Web Thickness t_w		Web $\frac{t_w}{2}$	Flange Width b_f		Flange Thickness t_f		Distance T	Distance k	Distance k_1
	in.^{2}	in.		in.		in.	in.		in.		in.	in.	in.
W12×336*	98.8	16.82	16 7/8	1.775	1 3/4	7/8	13.385	13 3/8	2.955	2 15/16	9 1/2	3 11/16	1 1/2
×305*	89.6	16.32	16 3/8	1.625	1 5/8	13/16	13.235	13 1/4	2.705	2 11/16	9 1/2	3 7/16	1 7/16
×279*	81.9	15.85	15 7/8	1.530	1 1/2	3/4	13.140	13 1/8	2.470	2 1/2	9 1/2	3 3/16	1 3/8
×252*	74.1	15.41	15 3/8	1.395	1 3/8	11/16	13.005	13	2.250	2 1/4	9 1/2	2 15/16	1 5/16
×230*	67.7	15.05	15	1.285	1 5/16	11/16	12.895	12 7/8	2.070	2 1/16	9 1/2	2 3/4	1 1/4
×210*	61.8	14.71	14 3/4	1.180	1 3/16	5/8	12.790	12 3/4	1.900	1 7/8	9 1/2	2 5/8	1 1/4
×190	55.8	14.38	14 3/8	1.060	1 1/16	9/16	12.670	12 5/8	1.735	1 3/4	9 1/2	2 7/16	1 3/16
×170	50.0	14.03	14	0.960	15/16	1/2	12.570	12 5/8	1.560	1 9/16	9 1/2	2 1/4	1 1/8
×152	44.7	13.71	13 3/4	0.870	7/8	7/16	12.480	12 1/2	1.400	1 3/8	9 1/2	2 1/8	1 1/16
×136	39.9	13.41	13 3/8	0.790	13/16	7/16	12.400	12 3/8	1.250	1 1/4	9 1/2	1 15/16	1
×120	35.3	13.12	13 1/8	0.710	11/16	3/8	12.320	12 3/8	1.105	1 1/8	9 1/2	1 13/16	1
×106	31.2	12.89	12 7/8	0.610	5/8	5/16	12.220	12 1/4	0.990	1	9 1/2	1 11/16	15/16
×96	28.2	12.71	12 3/4	0.550	9/16	5/16	12.160	12 1/8	0.900	7/8	9 1/2	1 5/8	7/8
×87	25.6	12.53	12 1/2	0.515	1/2	1/4	12.125	12 1/8	0.810	13/16	9 1/2	1 1/2	7/8
×79	23.2	12.38	12 3/8	0.470	1/2	1/4	12.080	12 1/8	0.735	3/4	9 1/2	1 7/16	7/8
×72	21.1	12.25	12 1/4	0.430	7/16	1/4	12.040	12	0.670	11/16	9 1/2	1 3/8	7/8
×65	19.1	12.12	12 1/8	0.390	3/8	3/16	12.000	12	0.605	5/8	9 1/2	1 5/16	13/16
W12×58	17.0	12.19	12 1/4	0.360	3/8	3/16	10.010	10	0.640	5/8	9 1/2	1 3/8	13/16
×53	15.6	12.06	12	0.345	3/8	3/16	9.995	10	0.575	9/16	9 1/2	1 1/4	13/16
W12×50	14.7	12.19	12 1/4	0.370	3/8	3/16	8.080	8 1/8	0.640	5/8	9 1/2	1 3/8	13/16
×45	13.2	12.06	12	0.335	5/16	3/16	8.045	8	0.575	9/16	9 1/2	1 1/4	13/16
×40	11.8	11.94	12	0.295	5/16	3/16	8.005	8	0.515	1/2	9 1/2	1 1/4	3/4
W12×35	10.3	12.50	12 1/2	0.300	5/16	3/16	6.560	6 1/2	0.520	1/2	10 1/2	1	9/16
×30	8.79	12.34	12 3/8	0.260	1/4	1/8	6.520	6 1/2	0.440	7/16	10 1/2	15/16	1/2
×26	7.65	12.22	12 1/4	0.230	1/4	1/8	6.490	6 1/2	0.380	3/8	10 1/2	7/8	1/2
W12×22	6.48	12.31	12 1/4	0.260	1/4	1/8	4.030	4	0.425	7/16	10 1/2	7/8	1/2
×19	5.57	12.16	12 1/8	0.235	1/4	1/8	4.005	4	0.350	3/8	10 1/2	13/16	1/2
×16	4.71	11.99	12	0.220	1/4	1/8	3.990	4	0.265	1/4	10 1/2	3/4	1/2
×14	4.16	11.91	11 7/8	0.200	3/16	1/8	3.970	4	0.225	1/4	10 1/2	11/16	1/2

W SHAPES
Properties



Nominal Wt. per ft	Compact Section Criteria					Elastic Properties						Plastic Modulus	
						Axis X-X			Axis Y-Y				
	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	F_y'''	X_1	$X_2 \times 10^6$	I	S	r	I	S	r	Z_x	Z_y
lb			ksi	ksi	$(1/\text{ksi})^2$	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{3}	in.^{3}
336	2.3	5.5	—	12800	6.05	4060	483	6.41	1190	177	3.47	603	274
305	2.4	6.0	—	11800	8.17	3550	435	6.29	1050	159	3.42	537	244
279	2.7	6.3	—	11000	10.8	3110	393	6.16	937	143	3.38	481	220
252	2.9	7.0	—	10100	14.7	2720	353	6.06	828	127	3.34	428	196
230	3.1	7.6	—	9390	19.7	2420	321	5.97	742	115	3.31	386	177
210	3.4	8.2	—	8670	26.6	2140	292	5.89	664	104	3.28	348	159
190	3.7	9.2	—	7940	37.0	1890	263	5.82	589	93.0	3.25	311	143
170	4.0	10.1	—	7190	54.0	1650	235	5.74	517	82.3	3.22	275	126
152	4.5	11.2	—	6510	79.3	1430	209	5.66	454	72.8	3.19	243	111
136	5.0	12.3	—	5850	119	1240	186	5.58	398	64.2	3.16	214	98.0
120	5.6	13.7	—	5240	184	1070	163	5.51	345	56.0	3.13	186	85.4
106	6.2	15.9	—	4660	285	933	145	5.47	301	49.3	3.11	164	75.1
96	6.8	17.7	—	4250	405	833	131	5.44	270	44.4	3.09	147	67.5
87	7.5	18.9	—	3880	586	740	118	5.38	241	39.7	3.07	132	60.4
79	8.2	20.7	—	3530	839	662	107	5.34	216	35.8	3.05	119	54.3
72	9.0	22.6	—	3230	1180	597	97.4	5.31	195	32.4	3.04	108	49.2
65	9.9	24.9	—	2940	1720	533	87.9	5.28	174	29.1	3.02	96.8	44.1
58	7.8	27.0	—	3070	1470	475	78.0	5.28	107	21.4	2.51	86.4	32.5
53	8.7	28.1	—	2820	2100	425	70.6	5.23	95.8	19.2	2.48	77.9	29.1
50	6.3	26.2	—	3170	1410	394	64.7	5.18	56.3	13.9	1.96	72.4	21.4
45	7.0	29.0	—	2870	2070	350	58.1	5.15	50.0	12.4	1.94	64.7	19.0
40	7.8	32.9	59	2580	3110	310	51.9	5.13	44.1	11.0	1.93	57.5	16.8
35	6.3	36.2	49	2420	4340	285	45.6	5.25	24.5	7.47	1.54	51.2	11.5
30	7.4	41.8	37	2090	7950	238	38.6	5.21	20.3	6.24	1.52	43.1	9.56
26	8.5	47.2	29	1820	13900	204	33.4	5.17	17.3	5.34	1.51	37.2	8.17
22	4.7	41.8	37	2160	8640	156	25.4	4.91	4.66	2.31	0.847	29.3	3.66
19	5.7	46.2	30	1880	15600	130	21.3	4.82	3.76	1.88	0.822	24.7	2.98
16	7.5	49.4	26	1610	32000	103	17.1	4.67	2.82	1.41	0.773	20.1	2.26
14	8.8	54.3	22	1450	49300	88.6	14.9	4.62	2.36	1.19	0.753	17.4	1.90

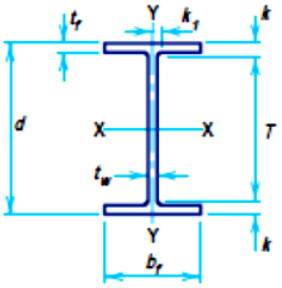
Dimensiones y propiedades.



W SHAPES
Dimensions

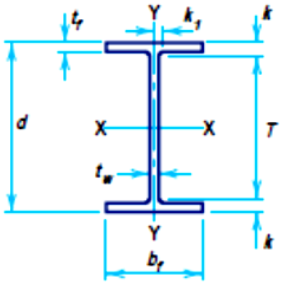
Designation	Area A	Depth d		Web Thickness t_w		Web $\frac{t_w}{2}$	Flange Width b_f		Flange Thickness t_f		Distance T	Distance k	Distance k_1
	in.^{2}	in.		in.		in.	in.		in.		in.	in.	in.
W10×112	32.9	11.36	11 3/8	0.755	3/4	3/8	10.415	10 3/8	1.250	1 1/4	7 5/8	1 7/8	15/16
×100	29.4	11.10	11 1/8	0.680	11/16	3/8	10.340	10 3/8	1.120	1 1/8	7 5/8	1 3/4	7/8
×88	25.9	10.84	10 7/8	0.605	5/8	5/16	10.265	10 1/4	0.990	1	7 5/8	1 5/8	13/16
×77	22.6	10.60	10 5/8	0.530	1/2	1/4	10.190	10 1/4	0.870	7/8	7 5/8	1 1/2	13/16
×68	20.0	10.40	10 3/8	0.470	1/2	1/4	10.130	10 1/8	0.770	3/4	7 5/8	1 3/8	3/4
×60	17.6	10.22	10 1/4	0.420	7/16	1/4	10.080	10 1/8	0.680	11/16	7 5/8	1 5/16	3/4
×54	15.8	10.09	10 1/8	0.370	3/8	3/16	10.030	10	0.615	5/8	7 5/8	1 1/4	11/16
×49	14.4	9.98	10	0.340	5/16	3/16	10.000	10	0.560	9/16	7 5/8	1 3/16	11/16
W10×45	13.3	10.10	10 1/8	0.350	3/8	3/16	8.020	8	0.620	5/8	7 5/8	1 1/4	11/16
×39	11.5	9.92	9 7/8	0.315	5/16	3/16	7.985	8	0.530	1/2	7 5/8	1 1/8	11/16
×33	9.71	9.73	9 3/4	0.290	5/16	3/16	7.960	8	0.435	7/16	7 5/8	1 1/16	11/16
W10×30	8.84	10.47	10 1/2	0.300	5/16	3/16	5.810	5 3/4	0.510	1/2	8 5/8	15/16	1/2
×26	7.61	10.33	10 3/8	0.260	1/4	1/8	5.770	5 3/4	0.440	7/16	8 5/8	7/8	1/2
×22	6.49	10.17	10 1/8	0.240	1/4	1/8	5.750	5 3/4	0.360	3/8	8 5/8	3/4	1/2
W10×19	5.62	10.24	10 1/4	0.250	1/4	1/8	4.020	4	0.395	3/8	8 5/8	13/16	1/2
×17	4.99	10.11	10 1/8	0.240	1/4	1/8	4.010	4	0.330	5/16	8 5/8	3/4	1/2
×15	4.41	9.99	10	0.230	1/4	1/8	4.000	4	0.270	1/4	8 5/8	11/16	7/16
×12	3.54	9.87	9 7/8	0.190	3/16	1/8	3.960	4	0.210	3/16	8 5/8	5/8	7/16

W SHAPES
Properties



Nominal Wt. per ft	Compact Section Criteria			X_1	$X_2 \times 10^6$	Elastic Properties						Plastic Modulus	
						Axis X-X			Axis Y-Y				
	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	F_y'''			I	S	r	I	S	r	Z_x	Z_y
lb			ksi	ksi	$(1/ksi)^2$	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{3}	in.^{3}
112	4.2	10.4	—	7080	56.7	716	126	4.66	236	45.3	2.68	147	69.2
100	4.6	11.6	—	6400	83.8	623	112	4.60	207	40.0	2.65	130	61.0
88	5.2	13.0	—	5680	132	534	98.5	4.54	179	34.8	2.63	113	53.1
77	5.9	14.8	—	5010	213	455	85.9	4.49	154	30.1	2.60	97.6	45.9
68	6.6	16.7	—	4460	334	394	75.7	4.44	134	26.4	2.59	85.3	40.1
60	7.4	18.7	—	3970	525	341	66.7	4.39	116	23.0	2.57	74.6	35.0
54	8.2	21.2	—	3580	778	303	60.0	4.37	103	20.6	2.56	66.6	31.3
49	8.9	23.1	—	3280	1090	272	54.6	4.35	93.4	18.7	2.54	60.4	28.3
45	6.5	22.5	—	3650	758	248	49.1	4.32	53.4	13.3	2.01	54.9	20.3
39	7.5	25.0	—	3190	1300	209	42.1	4.27	45.0	11.3	1.98	46.8	17.2
33	9.1	27.1	—	2710	2510	170	35.0	4.19	36.6	9.20	1.94	38.8	14.0
30	5.7	29.5	—	2890	2160	170	32.4	4.38	16.7	5.75	1.37	36.6	8.84
26	6.6	34.0	55	2500	3790	144	27.9	4.35	14.1	4.89	1.36	31.3	7.50
22	8.0	36.9	47	2150	7170	118	23.2	4.27	11.4	3.97	1.33	26.0	6.10
19	5.1	35.4	51	2420	5160	96.3	18.8	4.14	4.29	2.14	0.874	21.6	3.35
17	6.1	36.9	47	2210	7820	81.9	16.2	4.05	3.56	1.78	0.844	18.7	2.80
15	7.4	38.5	43	1930	14300	68.9	13.8	3.95	2.89	1.45	0.810	16.0	2.30
12	9.4	46.6	30	1550	35400	53.8	10.9	3.90	2.18	1.10	0.785	12.6	1.74

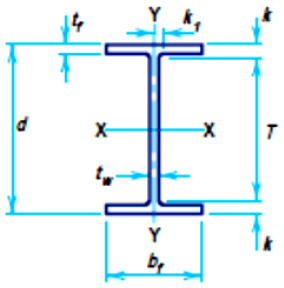
Dimensiones y propiedades.



W SHAPES
Dimensions

Designation	Area A	Depth d		Web Thickness t_w		Web $\frac{t_w}{2}$	Flange Width b_f		Flange Thickness t_f		Distance T	Distance k	Distance k_1
	in.^{2}	in.		in.		in.	in.		in.		in.	in.	in.
W8×67	19.7	9.00	9	0.570	9/16	5/16	8.280	8 1/4	0.935	15/16	6 1/8	1 7/16	11/16
×58	17.1	8.75	8 3/4	0.510	1/2	1/4	8.220	8 1/4	0.810	13/16	6 1/8	1 5/16	11/16
×48	14.1	8.50	8 1/2	0.400	3/8	3/16	8.110	8 1/8	0.685	11/16	6 1/8	1 3/16	5/8
×40	11.7	8.25	8 1/4	0.360	3/8	3/16	8.070	8 1/8	0.560	9/16	6 1/8	1 1/16	5/8
×35	10.3	8.12	8 1/8	0.310	5/16	3/16	8.020	8	0.495	1/2	6 1/8	1	9/16
×31	9.13	8.00	8	0.285	5/16	3/16	7.995	8	0.435	7/16	6 1/8	15/16	9/16
W8×28	8.25	8.06	8	0.285	5/16	3/16	6.535	6 1/2	0.465	7/16	6 1/8	15/16	9/16
×24	7.08	7.93	7 7/8	0.245	1/4	1/8	6.495	6 1/2	0.400	3/8	6 1/8	7/8	9/16
W8×21	6.16	8.28	8 1/4	0.250	1/4	1/8	5.270	5 1/4	0.400	3/8	6 5/8	13/16	1/2
×18	5.26	8.14	8 1/8	0.230	1/4	1/8	5.250	5 1/4	0.330	5/16	6 5/8	3/4	7/16
W8×15	4.44	8.11	8 1/8	0.245	1/4	1/8	4.015	4	0.315	5/16	6 5/8	3/4	1/2
×13	3.84	7.99	8	0.230	1/4	1/8	4.000	4	0.255	1/4	6 5/8	11/16	7/16
×10	2.96	7.89	7 7/8	0.170	3/16	1/8	3.940	4	0.205	3/16	6 5/8	5/8	7/16
W6×25	7.34	6.38	6 3/8	0.320	5/16	3/16	6.080	6 1/8	0.455	7/16	4 3/4	13/16	7/16
×20	5.87	6.20	6 1/4	0.260	1/4	1/8	6.020	6	0.365	3/8	4 3/4	3/4	7/16
×15	4.43	5.99	6	0.230	1/4	1/8	5.990	6	0.260	1/4	4 3/4	5/8	3/8
W6×16	4.74	6.28	6 1/4	0.260	1/4	1/8	4.030	4	0.405	3/8	4 3/4	3/4	7/16
×12	3.55	6.03	6	0.230	1/4	1/8	4.000	4	0.280	1/4	4 3/4	5/8	3/8
×9	2.68	5.90	5 7/8	0.170	3/16	1/8	3.940	4	0.215	3/16	4 3/4	9/16	3/8
W5×19	5.54	5.15	5 1/8	0.270	1/4	1/8	5.030	5	0.430	7/16	3 1/2	13/16	7/16
×16	4.68	5.01	5	0.240	1/4	1/8	5.000	5	0.360	3/8	3 1/2	3/4	7/16
W4×13	3.83	4.16	4 1/8	0.280	1/4	1/8	4.060	4	0.345	3/8	2 3/4	11/16	7/16

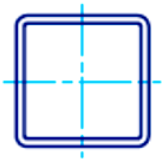
W SHAPES
Properties



Nominal Wt. per ft	Compact Section Criteria					Elastic Properties						Plastic Modulus	
						Axis X-X			Axis Y-Y				
	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	F_y'''	X_1	$X_2 \times 10^6$	I	S	r	I	S	r	Z_x	Z_y
lb			ksi	ksi	$(1/\text{ksi})^2$	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{3}	in.^{3}
67	4.4	11.1	—	6620	73.9	272	60.4	3.72	88.6	21.4	2.12	70.2	32.7
58	5.1	12.4	—	5820	122	228	52.0	3.65	75.1	18.3	2.10	59.8	27.9
48	5.9	15.8	—	4860	238	184	43.3	3.61	60.9	15.0	2.08	49.0	22.9
40	7.2	17.6	—	4080	474	146	35.5	3.53	49.1	12.2	2.04	39.8	18.5
35	8.1	20.4	—	3610	761	127	31.2	3.51	42.6	10.6	2.03	34.7	16.1
31	9.2	22.2	—	3230	1180	110	27.5	3.47	37.1	9.27	2.02	30.4	14.1
28	7.0	22.2	—	3480	931	98.0	24.3	3.45	21.7	6.63	1.62	27.2	10.1
24	8.1	25.8	—	3020	1610	82.8	20.9	3.42	18.3	5.63	1.61	23.2	8.57
21	6.6	27.5	—	2890	2090	75.3	18.2	3.49	9.77	3.71	1.26	20.4	5.69
18	8.0	29.9	—	2490	3890	61.9	15.2	3.43	7.97	3.04	1.23	17.0	4.66
15	6.4	28.1	—	2670	3440	48.0	11.8	3.29	3.41	1.70	0.876	13.6	2.67
13	7.8	29.9	—	2370	5780	39.6	9.91	3.21	2.73	1.37	0.843	11.4	2.15
10	9.6	40.5	39	1760	17900	30.8	7.81	3.22	2.09	1.06	0.841	8.87	1.66
25	6.7	15.5	—	4410	369	53.4	16.7	2.70	17.1	5.61	1.52	18.9	8.56
20	8.2	19.1	—	3550	846	41.4	13.4	2.66	13.3	4.41	1.50	14.9	6.72
15	11.5	21.6	—	2740	2470	29.1	9.72	2.56	9.32	3.11	1.46	10.8	4.75
16	5.0	19.1	—	4010	591	32.1	10.2	2.60	4.43	2.20	0.966	11.7	3.39
12	7.1	21.6	—	3100	1740	22.1	7.31	2.49	2.99	1.50	0.918	8.30	2.32
9	9.2	29.2	—	2360	4980	16.4	5.56	2.47	2.19	1.11	0.905	6.23	1.72
19	5.8	14.0	—	5140	192	26.2	10.2	2.17	9.13	3.63	1.28	11.6	5.53
16	6.9	15.8	—	4440	346	21.3	8.51	2.13	7.51	3.00	1.27	9.59	4.57
13	5.9	10.6	—	5560	154	11.3	5.46	1.72	3.86	1.90	1.00	6.28	2.92

Dimensiones y propiedades.

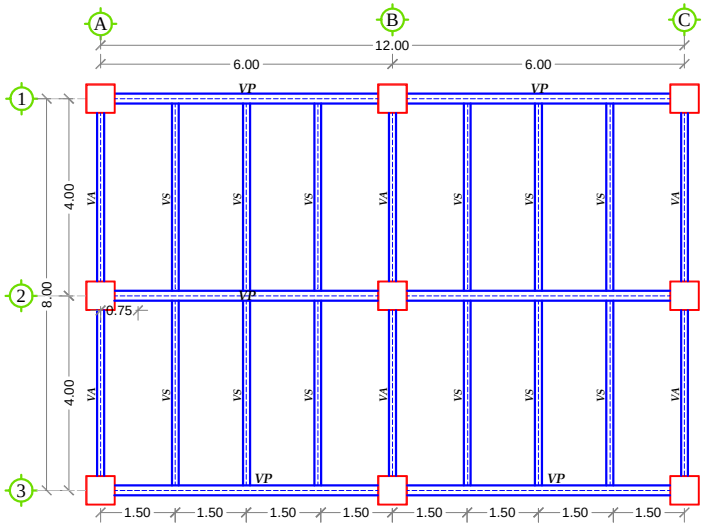
STRUCTURAL TUBING
Square
Dimensions and properties



Dimensions				Properties**					
Nominal* Size	Wall Thickness		Weight per ft	Area	*I*	*S*	*r*	*J*	*Z*
in.	in.		lb	in.^{2}	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{4}	in.^{3}
16×16	0.6250	5/8	127.37	37.4	1450	182	6.23	2320	214
	0.5000	1/2	103.30	30.4	1200	150	6.29	1890	175
	0.3750	3/8	78.52	23.1	931	116	6.35	1450	134
	0.3125	5/16	65.87	19.4	789	98.6	6.38	1220	113
14×14	0.6250	5/8	110.36	32.4	952	136	5.42	1530	161
	0.5000	1/2	89.68	26.4	791	113	5.48	1250	132
	0.3750	3/8	68.31	20.1	615	87.9	5.54	963	102
	0.3125	5/16	57.36	16.9	522	74.6	5.57	812	86.1
12×12	0.6250	5/8	93.34	27.4	580	96.7	4.60	943	116
	0.5000	1/2	76.07	22.4	485	80.9	4.66	777	95.4
	0.3750	3/8	58.10	17.1	380	63.4	4.72	599	73.9
	0.3125	5/16	48.86	14.4	324	54.0	4.75	506	62.6
	0.2500	1/4	39.43	11.6	265	44.1	4.78	410	50.8
10×10	0.6250	5/8	76.33	22.4	321	64.2	3.78	529	77.6
	0.5000	1/2	62.46	18.4	271	54.2	3.84	439	64.6
	0.3750	3/8	47.90	14.1	214	42.9	3.90	341	50.4
	0.3125	5/16	40.35	11.9	183	36.7	3.93	289	42.8
	0.2500	1/4	32.63	9.59	151	30.1	3.96	235	34.9
	0.1875	3/16	24.73	7.27	116	23.2	3.99	179	26.6

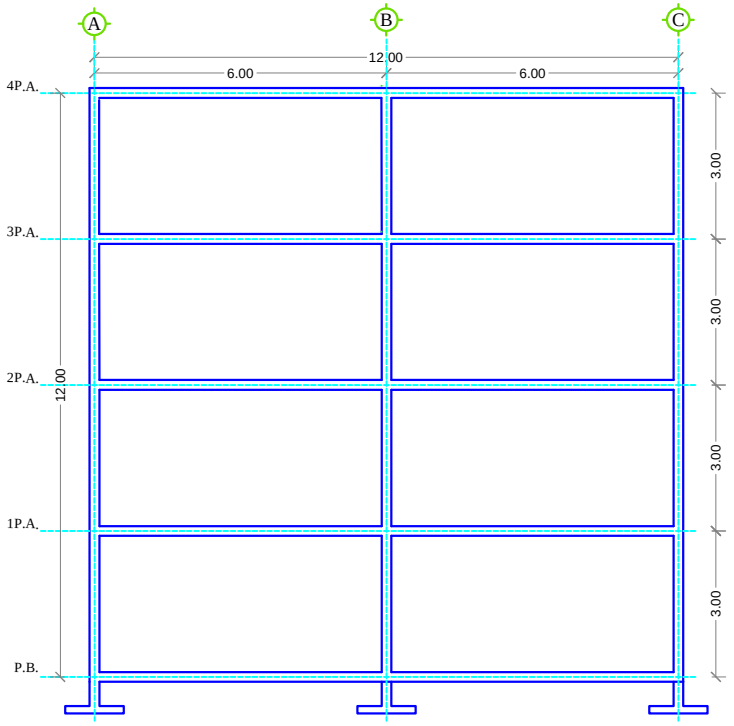
*Outside dimensions across flat sides.
**Properties are based upon a nominal outside corner radius equal to two times the wall thickness.

Planos



VISTA EN PLANTA

ESCALA: 1/100

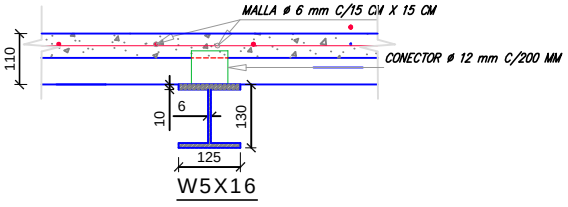


VISTA EN CORTE

ESCALA: 1/100

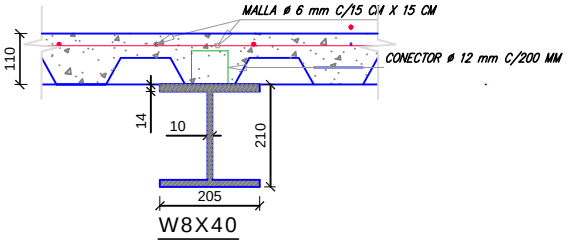
VIGA METALICA SECUNDARIA

Escala : 1/10



VIGA METALICA PRINCIPAL

Escala : 1/10



UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL

FACULTAD DE CIENCIAS MATEMATICAS Y FISICAS

PROYECTO:

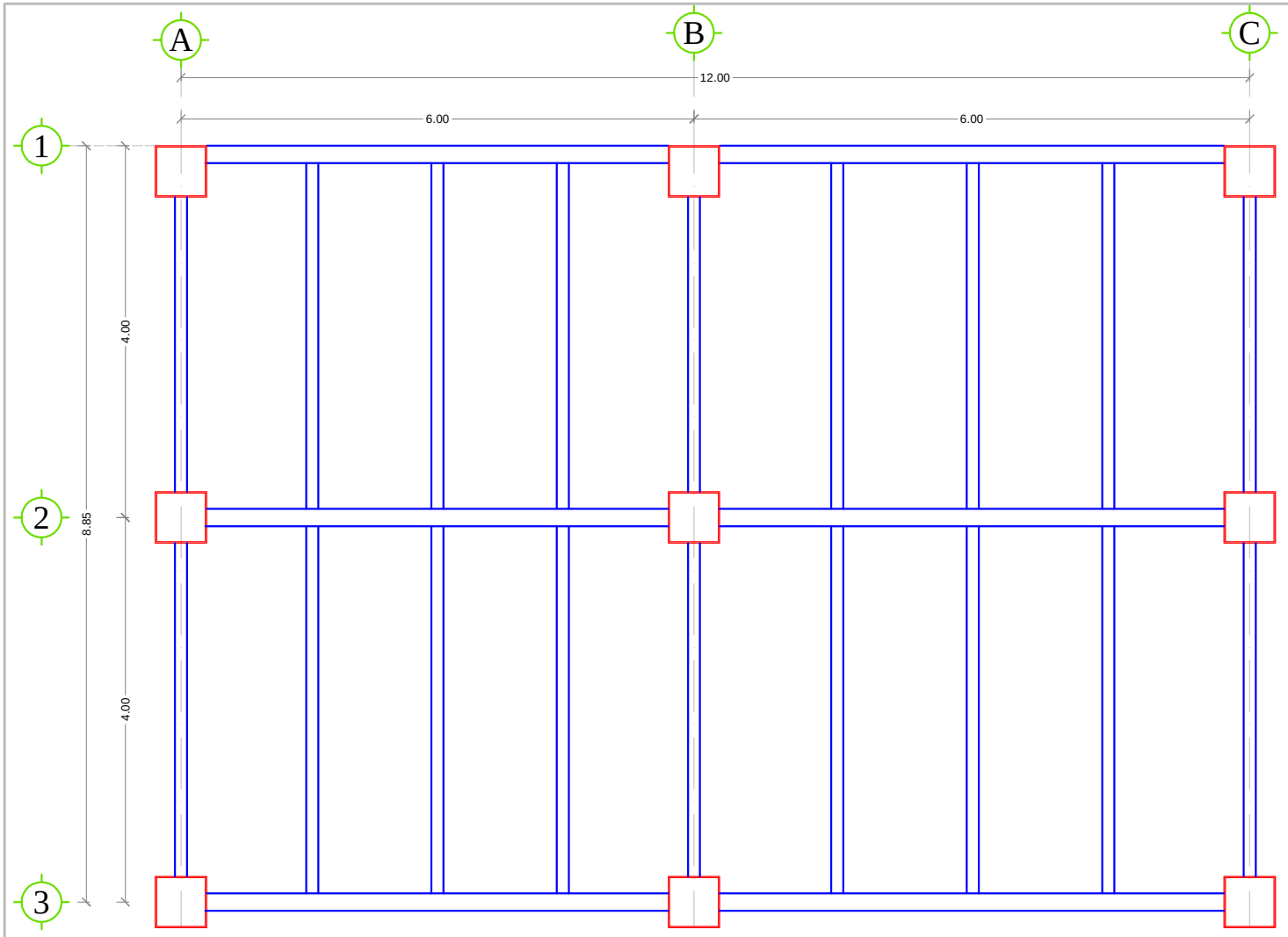
EDIFICIO DE CUATRO NIVELES DE ACERO ESTRUCTURAL

DISEÑO:	RESP. TECNICA:
CIRO FLORES MAGALLAN	ING. PABLO LINDAO TOMALA.

CONTIENE:

VISTA EN PLANTA, NIERVIO, CORTES, DETALLES

FECHA:	ESCALA:	DIBUJO:	LAMINA:
SEP. / 2016	INDICADAS	CIRO FLORES MAGALLAN	S1/3



VISTA EN PLANTA

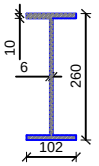
NIVEL # 1 - 4

ESCALA: 1/50

DETALLES DE VIGAS

MEDIDAS EN MM

VIGAS PRINCIPALES

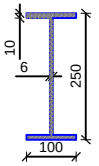


W10X19

VIGAS EJES 1-3

NIVELES 1-2-3

Escala : 1/10

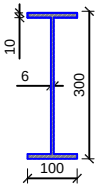


W10X17

VIGAS EJES 1-3

NIVEL 4

Escala : 1/10

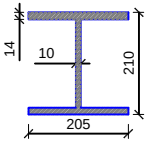


W12X19

VIGA EJE 2

NIVEL 4

Escala : 1/10



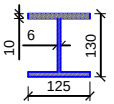
W8X40

VIGAS EJES 2

NIVELES 1-2-3

Escala : 1/10

VIGAS SECUNDARIAS

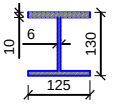


W5X16

NIVELES TODOS

Escala : 1/10

VIGAS DE AMARRE

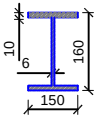


W5X16

VIGAS EJES A-B-C

NIVELES 4

Escala : 1/10



W6X16

VIGAS EJES A-B-C

NIVELES 1-2-3

Escala : 1/10

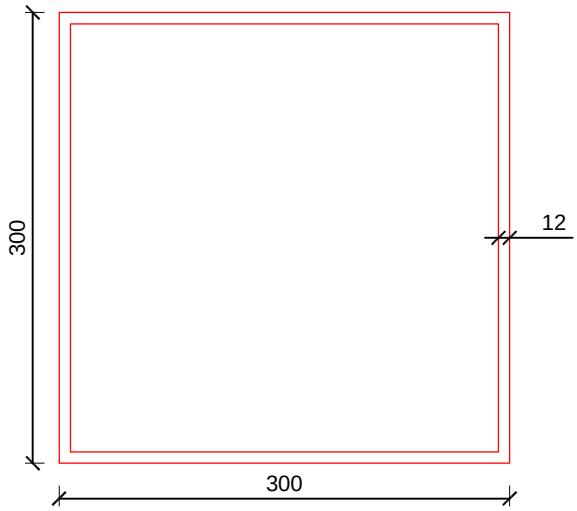
UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE CIENCIAS MATEMATICAS Y FISICAS

PROYECTO:
EDIFICIO DE CUATRO NIVELES DE ACERO ESTRUCTURAL

DISEÑO:	RESP. TECNICA:
CIRO FLORES MAGALLAN	ING. PABLO LINDAO TOMALA

CONTIENE:
VISTA EN PLANTA, NERVIO, CORTES, DETALLES

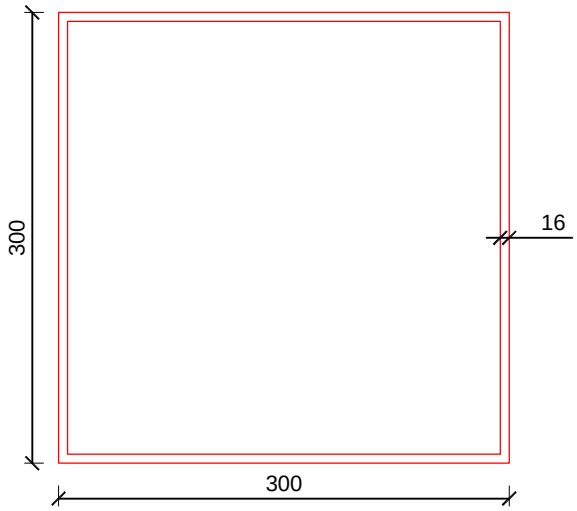
FECHA:	ESCALA:	DIBUJO:	LAMINA:
SEP. / 2016	INDICADAS	CIRO FLORES MAGALLAN	S1/3



NIVEL # 1-2-3

TODAS LAS COLUMNAS

Escala : 1/10

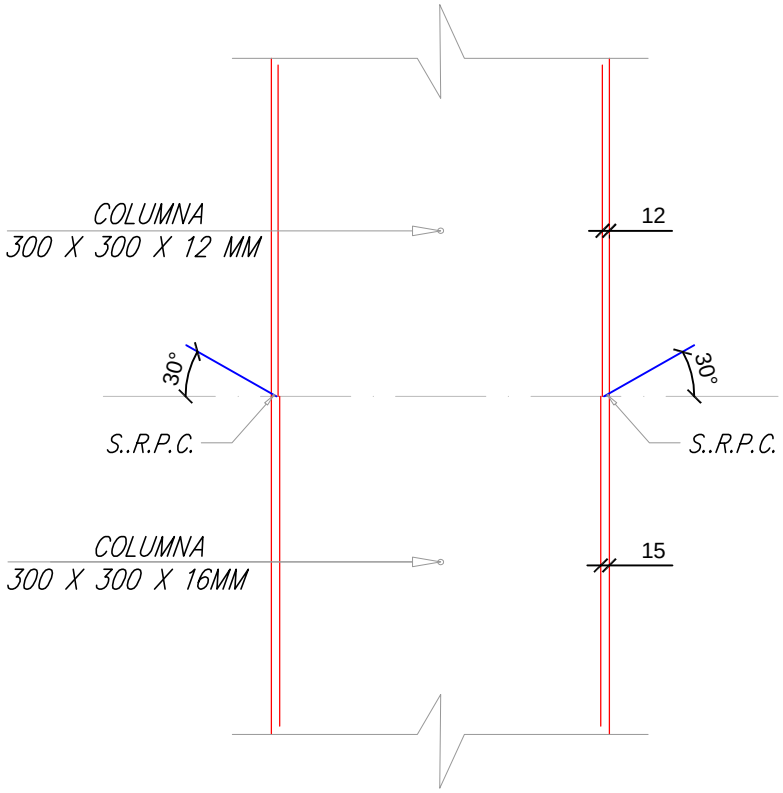


NIVEL # 4

TODAS LAS COLUMNAS

Escala : 1/10

CONTINUIDAD EN COLUMNAS



- S.R.P.C: Soldadura de ranura de penetracion completa

UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE CIENCIAS MATEMÁTICAS Y FÍSICAS

PROYECTO:
EDIFICIO DE CUATRO NIVELES DE ACERO ESTRUCTURAL

DISEÑO:	RESP. TECNICA:
CIRO FLORES MAGALLAN	ING. PABLO LINDAO TOMALA.

CONTIENE:
COLUMNAS DE 1era AL 4to. NIVEL, CORTES, DETALLES

FECHA:	ESCALA:	DIBUJO:	LAMINA:
SEP. / 2016	INDICADAS	CIRO FLORES MAGALLAN	S3/3

Presidencia
de la República
del Ecuador

Plan Nacional de Ciencia y Tecnología
Innovacion y saberes

senescyt

REPOSITORIO NACIONAL EN CIENCIA Y TECNOLOGIA

FICHA DE REGISTRO DE TESIS

TÍTULO Y SUBTÍTULO	Diseño de una edificación de acero estructural sismo-resistente.

AUTOR/ES: Ciro Flores Magallan	REVISORES: Ing. Pablo Lindao Tomla, M.Sc Ing. Christian Armendáriz Rodríguez, M.Sc. Ing. Douglas Iturburo Salvador, M.Sc.
INSTITUCIÓN: Universidad de Guayaquil	FACULTAD: De Ciencias Matematicas y Fisicas
CARRERA: Ingenieria civil	
FECHA DE PUBLICACIÓN: 2016	Nº DE PÁGS: 113

ÁREAS TEMÁTICAS: Diseño sismo-resistente

PALABRAS CLAVE:
DISEÑO - SISMORESISTENTE - ACERO - ESTRUCTURAL - EDIFICACION

RESUMEN:
El objetivo principal de esta investigación es realizar diseños sismo-resistentes en estructuras de acero para edificaciones aplicando las normas vigentes correspondientes a dicha estructura.La edificación a diseñar estará ubicada en la ciudad de Pedernales, provincia de Manabí - Ecuador y su uso será destinado a departamentos.Antes de analizar las estructuras se hizo un previo pre dimensionamiento aplicando criterios y dimensiones mínimas de elementos impuestos por las normas aplicadas en esta investigación. Para llevar a cabo un análisis óptimo de la estructura se empleó el software ETABS en el cual facilita la modelación de las estructuras, ya que dicho software nos facilita la modelación y el análisis. La estructura de acero se modelo con vigas tipo "I", sus columnas fueron tipo huecas cuadradas y la losa de placa colaborante.Habiendo analizado y chequeado la estructura que cumpla con los diferentes requisitos impuestos por las normas como derivas de piso, deflexiones máximas, etc. Se procede a realizar el diseño sismo resistente haciendo énfasis en considerar las condiciones planteadas por los reglamentos vigentes en el plano nacional e internacional. Con los diseños propuestos se realiza los diferentes planos estructurales para que esta manera se pueda llevar a cabo su construcción.

N. DE REGISTRO (en base de datos):	Nº. DE CLASIFICACIÓN:

DIRECCIÓN URL (tesis en la web):

ADJUNTOS PDF:	[x] SI	[ ] NO
CONTACTOS CON AUTOR/ES:	Teléfono: 0979055192	E-mail: ciroflores08@hotmail.com
CONTACTO EN LA INSTITUCIÒN:	Nombre: FACULTAD DE CIENCIAS MATEMATICAS Y FISICAS Telèfono: 2-283348	