



RESUMEN

El presente trabajo es acerca del diseño de una torre de elementos metálicos laminados en frío, para el cual se ha hecho uso de los requisitos del Código Ecuatoriano de la construcción para lo que a las cargas del sismo se refieren, para la mayoración de las cargas se han tomado los factores comunes tomando en cuenta el cien por ciento de la carga viva, para la carga del viento se han tomado las recomendaciones especificadas en el libro de Meli Piralla segunda edición.

Una vez calculadas las cargas a las cuales estará sometida la torre se procede a un pre diseño y posteriormente a la modelación en el programa SAP2000, con los resultados del análisis del programa procedemos al diseño con la teoría enseñada en clases por el Ing. Roberto Gamón en la cátedra Estructuras de Acero del curso de grado, y siguiendo las normas tanto del A.I.S.C. como del A.I.S.I., los perfiles han sido diseñados para soportar efectos de flexión, de corte, fuerza axial, pandeo lateral y sobre todo efectos de un posible sismo.

Todos los perfiles con los cuales se ha diseñado los elementos de la torre se han tomado de la lista de perfiles que provee la empresa Novacero la cual es una empresa ecuatoriana que distribuye dentro y fuera del país todo tipo de perfiles metálicos para múltiples usos.

Todo lo que se encuentra en este trabajo está dentro de las normas estudiadas y bajo la supervisión del profesor director de tesina Ing. Roberto Gamón.

Palabras clave

Torre metálica, Diseño de elementos de acero, Código ecuatoriano de la construcción, Diseño sísmico, flexión, corte.



INDICE

<u>ANTECEDENTES Y JUSTIFICACION</u>	6
<u>OBJETIVO GENERAL Y ESPECÍFICOS</u>	7
CAPITULO 1.....	8
<u>1 FUNDAMENTOS TEÓRICOS</u>	8
1.1 <u>INTRODUCCIÓN</u>	8
1.2 <u>TORRES</u>	9
1.2.1 <u>CLASIFICACION DE LAS TORRES</u>	9
1.2.2 <u>COMPONENTES Y MIEMBROS ESTRUCTURALES DE LA TORRE METALICA</u>	10
1.2.3 <u>CONEXIONES Y UNIONES DE LOS MIEMBROS</u>	13
1.2.3.1 <u>SOLDADURAS</u>	13
1.2.3.2 <u>PERNOS</u>	13
1.3 <u>NORMAS Y CÓDIGOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL</u>	14
1.4 <u>CARGAS DE CONSTRUCCIÓN</u>	15
1.4.1 <u>CARGAS MUERTAS</u>	16
1.4.2 <u>CARGAS VIVAS</u>	16
1.4.3 <u>CARGAS DE VIENTO</u>	16
1.4.4 <u>CARGAS DE SISMO</u>	16
1.4.5 <u>COMBINACIONES DE CARGA</u>	17
1.5 <u>EL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL</u>	17
1.5.1 <u>VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL ACERO</u>	17
1.6 <u>MÉTODOS DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO</u>	20
1.6.1 <u>DISEÑO CON FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA LRFD</u> ..	21
1.6.2 <u>FACTORES DE CARGA</u>	22
1.6.3 <u>FACTORES DE RESISTENCIA</u>	23
1.6.4 <u>MAGNITUD DE LOS FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA</u> ..	23



1.6.5	<u>CONFIABILIDAD Y LAS ESPECIFICACIONES LRFD</u>	24
1.6.6	<u>VENTAJAS DEL METODO LRFD</u>	26
	CAPITULO 2.....	27
2	<u>CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA</u>	27
2.1	<u>DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS DE DISEÑO</u>	27
2.1.1	<u>CARGA MUERTA</u>	27
2.1.2	<u>CARGA VIVA</u>	27
2.1.3	<u>CARGAS DE SISMO</u>	28
2.1.4	<u>CARGA DE VIENTO</u>	40
2.2	<u>REALIZACIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL Y ASIGNACIÓN DE CARGAS EN EL SOFTWARE SAP 2000</u>	41
2.2.1	<u>ESTRUCTURACIÓN DE LA TORRE</u>	41
2.2.2	<u>REALIZACIÓN DEL MODELO EN EL PROGRAMA SAP 2000</u>	42
2.2.2.1	<u>RESEÑA DEL PROGRAMA DE ANÁLISIS EMPLEADO</u>	42
2.2.3	<u>ASIGNACIÓN DE LAS CARGAS DE DISEÑO</u>	43
2.2.3.1	<u>ASIGNACIÓN DE LA CARGA MUERTA</u>	43
2.2.3.2	<u>ASIGNACIÓN DE LA CARGA VIVA</u>	43
2.2.3.3	<u>ASIGNACIÓN DE LA CARGA DE SISMO</u>	44
2.2.3.4	<u>ASIGNACIÓN DE LA CARGA DE VIENTO</u>	44
	CAPITULO 3.....	45
3	<u>DISEÑO DE LOS ELEMENTOS</u>	45
3.1	<u>DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A TENSIÓN, PANDEO LATERAL Y FUERZA CORTANTE</u>	45
3.1.1	<u>ESPECIFICACIONES AISI UTILIZADAS</u>	45
3.1.1.1	<u>ANCHOS EFECTIVOS DE ELEMENTOS RIGIDIZADOS</u>	45
3.1.1.2	<u>ALMAS Y ELEMENTOS RIGIDIZADOS CON GRADIENTE DE TENSIONES</u>	46
3.1.1.3	<u>ANCHOS EFECTIVOS DE ELEMENTOS NO RIGIDIZADOS</u> ...	47
3.1.1.4	<u>ANCHOS EFECTIVOS DE LOS ELEMENTOS CON UN RIGIDIZADOR INTERMEDIO O UN RIGIDIZADOR DE BORDE</u> ...	48
3.1.1.5	<u>ELEMENTOS UNIFORMEMENTE COMPRIMIDOS CON UN RIGIDIZADOR DE BORDE</u>	48
3.1.2	<u>MIEMBROS FLEXIONADOS</u>	
3.1.2.1	<u>RESISTENCIA A FLEXIÓN EXCLUSIVAMENTE</u>	50
3.1.2.2	<u>RESISTENCIA NOMINAL DE LA SECCIÓN</u>	50
3.1.2.3	<u>RESISTENCIA AL PANDEO LATERAL</u>	51
3.1.2.4	<u>RESISTENCIA PARA CORTANTE EXCLUSIVAMENTE</u>	52
3.1.3	<u>RESISTENCIA PARA FLEXIÓN Y CORTE</u>	53



3.2	<u>DISEÑO DE MIEMBROS SOMETIDOS A CARGA AXIAL</u>	
	<u>FLEXOCOMPRESION</u>	54
3.2.1	<u>ESPECIFICACIONES AISI UTILIZADAS</u>	54
3.2.1.1	<u>MIEMBROS COMPRIMIDOS CON CARGA</u>	
	<u>CONCENTRICA</u>	54
3.2.1.2	<u>SECCIONES NO SOMETIDAS A PANDEO TORSIONAL NI A</u>	
	<u>PANDEO FLEXIONAL</u>	54
3.3	<u>DISEÑO DE MIEMBROS TRACCIONADOS</u>	56
3.4	<u>DISEÑO DE CONEXIONES</u>	56
3.4.1	<u>ESPECIFICACIONES AISI UTILIZADAS</u>	56
3.4.1.1	<u>SOLDADURA DE FILETE</u>	56
3.4.1.2	<u>SOLDADURAS A TOPE</u>	58
3.5	<u>RESULTADO DE LOS DISEÑOS DE LOS ELEMENTOS</u>	
	<u>ESTRUCTURALES</u>	58
4	<u>CONCLUSIONES</u>	71
5	<u>RECOMENDACIONES</u>	72
6	<u>REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS</u>	73



*Universidad de Cuenca
Facultad de Ingeniería.*



**UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**DENUNCIA DE MODALIDAD DE GRADUACIÓN PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

TEMA:

“DISEÑO DE UNA TORRE METALICA PARA UN DEPOSITO DE AGUA”

AUTORES:

**ESTEBAN ANDRES AMOROSO CASTRO
MARTIN SEBASTIAN URGILEZ GONZALEZ**

DIRECTOR:

Dr. Ing. Roberto Gamón T.

CUENCA – ECUADOR

*Autores: Esteban Andrés Amoroso Castro.
Martin Sebastián Urgilez Gonzalez.*



ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN

Desde hace muchos años se viene empleando la construcción de estructuras metálicas debido a que posee varias ventajas con respecto a las de hormigón armado tales como el peso, alta resistencia, homogeneidad, elasticidad, precisión dimensional, ductilidad, tenacidad, rapidez de montaje, disponibilidad de secciones y tamaños.

Tomando en cuenta estos antecedentes lo que se busca con el presente trabajo de tesina es diseñar una torre metálica destinada a soportar un tanque de agua empleando para su modelación el software SAP 2000 el cual contiene en su programación interna el método de última resistencia LRFD que se utilizará en el diseño.



OBJETIVO GENERAL Y ESPECÍFICOS

OBJETIVO GENERAL

Realizar el análisis y diseño estructural de los elementos que componen la torre, enfocados bajo las especificaciones A.I.S.C. y A.I.S.I.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

1. Modelación de la estructura resistente.
2. Aplicación del S.A.P 2000 para el análisis de las solicitaciones en los distintos elementos que conforman el pórtico.
3. Diseñar las partes componentes y las uniones de los elementos componentes de una torre.



CAPITULO 1.

1 FUNDAMENTOS TEÓRICOS

1.1 INTRODUCCIÓN

El trabajo realizado trata del “Diseño de una Torre metálica para un depósito de agua”, considerando las características y propiedades del acero, que se viene utilizando hace muchos años, siendo un material muy versátil debido a las múltiples ventajas que presenta tanto en su estructura como en su comportamiento, además de que sus métodos de cálculo son simplificados.

Entre algunas de las ventajas del acero con respecto al hormigón, se menciona la alta resistencia del material, bajo peso, uniformidad, elasticidad, durabilidad, ductilidad, tenacidad, resistencia a la fatiga, capacidad de laminarse en diversidad de cantidades, formas y tamaños, entre otras. Además proporciona facilidades para realizar ampliaciones a estructuras ya existentes, pudiendo unirse diversos miembros a través de remaches, pernos ó soldadura con gran destreza, proporciona facilidades para pre-fabricar miembros, rapidez de montaje, etc. Tiene además la ventaja de que es reusable, reciclable y posee un valor de rescate. Así como el acero tiene gran cantidad de ventajas, también existen algunas desventajas, entre ellas está la corrosión, el costo de mantenimiento, su susceptibilidad al fuego, por lo que hay que prever algún sistema que lo aisle, y puede reducir su resistencia por fatiga al estar sometido a un gran número de inversiones de carga.

En la actualidad, entidades como la American Institute of Steel Construction (AISC) y la American Iron and Steel Institute (AISI), se dedican a estudiar las características y formas de comportamiento del acero, así como a la elaboración de normas para cálculo estructural que rigen el diseño en acero, desarrollándose así el método de estados límite, Load and Resistance Factor Design (LRFD).

Este método se usará para el cálculo de los elementos estructurales en este proyecto, el cual está orientado esencialmente a la aplicación de los fundamentos básicos del método en mención (LRFD). A través del programa de estructuras SAP2000, se realizara la modelación de los miembros estructurales del proyecto, toda vez que su programación cuenta con el método LRFD desarrollado por la norma americana. Además a manera de comparación se diseñarán manualmente algunos de los miembros estructurales utilizando el método de los estados límites.



1.2 TORRES

1.2.1 CLASIFICACION DE LAS TORRES.

Existen diversos tipos de torres de celosía construidas para soporte de antenas de televisión, soporte de tanques elevados de almacenamiento de agua, antenas celulares, microondas etc.

Estas pueden definirse de acuerdo a su estructura por diversos parámetros:

- Tipo estructural
- Sección transversal
- Elementos constructivos

TIPO ESTRUCTURAL

Las torres pueden clasificarse en 2 tipos:

- Torres autoportadas
- Torres Atirantadas

Las torres autoportadas se apoyan en la tierra o sobre edificios y se comportan como vigas en voladizo frente al viento y las cargas sísmicas. El peso propio actúa de forma favorable a la estructura, por lo que la torre y sus elementos requieren menor sección transversal que las vigas en voladizo. Las torres más eficientes son las construidas con elementos lineales de acero en forma de celosía. El uso de las celosías evita la exposición de una superficie llena y plana a la acción del viento permitiendo mayor ligereza con rigidez suficiente.

Las torres atirantadas permiten mayor ligereza y menor consumo de material que las torres autoportadas. Normalmente estas se encuentran arriostradas mediante cables (vientos) en tres direcciones radiales a diferentes niveles de altura de la torre. Tienen una sección triangular en planta. Estas torres tienen el inconveniente de necesitar mucho espacio o terreno circundante a la torre para el anclaje adecuado de los vientos y pueden necesitar grandes bloques de cimentación para el anclaje de los cables. Por otra parte el efecto de las antenas parabólicas y pantallas es más dañino en ellas que en las torres autoportadas.



SECCIÓN TRANSVERSAL

Las torres pueden clasificarse en varios tipos:

- Sección cuadrada
- Sección rectangular
- Sección triangular

Las torres de celosía más comunes son de sección cuadrada o triangular.

Las primeras llevan más consumo de materiales que las triangulares pero tienen mayor rigidez a la torsión.

ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS

La mayoría de las torres se agrupan en dos tipos con relación a sus elementos:

- Elementos angulares
- Mixtas (usan elementos angulares y elementos en forma de tubo)

La unión entre los elementos componentes de la torre se realiza por medio de pernos y planchuelas.

En ocasiones se utilizan elementos tubulares tanto para las patas como para los elementos diagonales pues estas tienen un comportamiento frente al viento muy favorable. Esto permite a su vez menor consumo de material y por ende mayor economía, sin embargo los detalles de las conexiones suelen compensar la economía de material e incluso incrementar el costo de las torres.

1.2.2 COMPONENTES Y MIEMBROS ESTRUCTURALES DE LA TORRE METALICA.

Altura de la torre

La altura de las torres se fija normalmente por los requerimientos. Para tanques elevados esta altura varía generalmente desde los 10 metros hasta los 220 metros.

Sección transversal

Debe decidirse de acuerdo al espacio disponible, a la altura fijada de la torre y a los requerimientos del tipo y requerimiento de las torres.

Autores: Esteban Andrés Amoroso Castro.

Martin Sebastián Urgilez Gonzalez.



Relación de esbeltez.

En el caso de torres autoportadas la relación de esbeltez (H/B), es decir de la altura total de la torre con respecto al ancho de la base es recomendado tomarla entre $1/15$ y $1/10$. Para el caso de torres atirantadas esta relación no tiene mayor significado.

Ancho de la base. La distancia centro a centro de las patas en la base de la torre depende de la magnitud de las cargas, de la altura de la torre.

Torres de gran abertura en la base implican un menor costo de cimentación y menor dimensión de las patas de la torre sin embargo los elementos de arriostre deben ser más largos y de mayores dimensiones.

Ancho del tope. En torres triangulares puede variar entre 400 y 500 mm, mientras que en torres de sección cuadrada el ancho mínimo en el tope debe estar comprendido entre 1500 y 1750 mm. Debe tenerse en cuenta que en cualquiera de los casos en ancho mínimo debe permitir la colocación de la escalera.

En torres atirantadas debe fijarse la distancia entre vientos y los niveles de estos con el fin de lograr el mejor comportamiento estructural. La mayoría de las torres atirantadas trabaja con vientos cuyo ángulo de inclinación con respecto a la torre varía entre 30 y 60 grados. Siendo el ángulo más eficiente el de 45 grados.

Secciones de las barras

Las más utilizadas son las secciones angulares tanto para las patas como para los otros elementos de la estructura. Generalmente las dimensiones de los perfiles angulares varían desde 30 mm a 150 mm.

Las patas a veces se construyen con elementos circulares que presentan muy buen comportamiento y se combinan con angulares para los tranques y diagonales.

Los elementos deben cumplir requerimientos de esbeltez máxima para garantizar un trabajo eficiente. Estos valores oscilan entre 120 y 350 para diferentes códigos.

Índice de área expuesta al viento o relación de solidez

El índice de área expuesta al viento viene dado por la relación entre el área neta de una cara de la torre y el área bruta, entendiendo por área neta la suma de las áreas determinadas a partir de la sombra que proyecta la estructura y el área



bruta el área de la cara como si fuera maciza. Estos valores oscilan entre 0.1 y 0.6 para la mayoría de las torres.

Efecto de protección sobre la cara a sotavento

En las estructuras reticuladas conformadas por varias cerchas y en el caso de las torres de celosía, se produce un efecto de protección de la cara expuesta directamente al viento sobre la cara opuesta. Este efecto se tiene en cuenta a través del coeficiente de forma global. Este valor depende de la distancia entre las caras, de la relación de solidez y de la forma de la sección transversal de la torre. Para torres de sección cuadrada este valor es mayor que en torres de sección triangular.

Angulo de incidencia del viento con respecto a los elementos

El ángulo de incidencia se tiene en cuenta a través de los coeficientes de forma aplicados a cada elemento de acuerdo a su geometría. Los elementos de aristas vivas ofrecen mayor resistencia al viento que los de aristas redondeadas. Estos valores se obtienen por medio de estudios experimentales en túnel de viento y se recogen en la mayoría de las normas de viento.

Orientación de la estructura con relación a la dirección de viento

La variación de la fuerza de viento sobre la estructura de acuerdo a la dirección del viento se tiene en cuenta a través de un coeficiente de forma global. Para torres de sección cuadrada se considera el viento en dos direcciones fundamentales: normal a una cara y en dirección diagonal. Para torres de sección triangular se consideran tres direcciones: normal a una cara, paralela a una cara y en la dirección de la bisectriz.

Presencia de cables, antenas y accesorios en la torre.

La presencia de antenas, cables y accesorios puede afectar de forma notable la acción del viento sobre la torre. Aquellos elementos que no forman parte de la estructura de la torre pero que son elementos de agarre, balcones, escalera, etc. deben tenerse en cuenta sumando el área neta por el correspondiente coeficiente de forma al igual que con los elementos de la torre.



En el caso de cables debe tenerse en cuenta cuando su arreglo dentro de la torre pues puede llegar a aumentar considerablemente el área expuesta y por tanto el índice de área expuesta o relación de solidez

1.2.3 CONEXIONES Y UNIONES DE LOS MIEMBROS.

1.2.3.1 SOLDADURAS

Según el caso, los electrodos y fundentes para soldadura, cumplirán con la última edición de una de las siguientes normas que se consideren para el diseño.

Electrodos de acero al carbono, recubiertos para soldadura por arco eléctrico.

Electrodos de acero de baja aleación, recubiertos, para soldadura por arco eléctrico.

Electrodos de acero al carbono para soldadura, por arco con electrodo tubular continuo.

La certificación del fabricante constituirá suficiente evidencia de conformidad con las especificaciones.

1.2.3.2 PERNOS

Los pernos conectores de cortante, cumplirán con los requisitos de los artículos relativos del Código de Soldadura Estructural, AWS D1.1 de la Sociedad Americana de Soldadura (AWS).

La certificación del fabricante constituirá suficiente evidencia de que el material cumple con el código.



1.3 NORMAS Y CÓDIGOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

ESPECIFICACIONES LRFD Y REQUISITOS DE RESISTENCIA.

Un diseño satisface los requisitos de esta Especificación cuando la resistencia de cálculo de cada uno de los componentes estructurales es mayor o igual que la resistencia requerida determinada en base a las cargas nominales, multiplicadas por los factores de carga correspondientes, para todas las combinaciones de cargas aplicables.

El diseño se debe satisfacer la siguiente ecuación:

$$R_u \leq \phi R_n$$

Dónde:

R_u = Resistencia requerida

R_n = Resistencia nominal

ϕ = Factor de resistencia

R_n = Resistencia de cálculo.

Este manual de construcción en acero contiene especificaciones y códigos regularizados de acuerdo a las normas siguientes:

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)

American Concrete Institute (ACI)

American Iron and Steel Institute (AISI)

American National Standards Institute (ANSI)

American Society of Civil Engineers (ASCE)

American Society for Testing and Materials (ASTM)

American Welding Society (AWS)

DESCRIPCIÓN DEL CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN

Las especificaciones de este Código Ecuatoriano de la Construcción deben ser consideradas como requisitos mínimos a aplicarse para el cálculo y diseño de una estructura, con el fin de resistir eventos de origen sísmico.

Dichos requisitos se basan principalmente en el comportamiento dinámico de estructuras de edificación.

Autores: Esteban Andrés Amoroso Castro.

Martin Sebastián Urgilez Gonzalez.



Para el caso de estructuras distintas a las de edificación, tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas, presas, tuberías, etc., cuyo comportamiento dinámico es distinto al de las estructuras de edificación, se deberán aplicar consideraciones adicionales especiales que complementen a los requisitos mínimos que constan en el presente código.

Es la intención del presente código que, al cumplir con los requisitos a continuación detallados, se proporcione a la estructura de un adecuado diseño sismo-resistente que cumpla 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 raras veces durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.
-

1.4 CARGAS DE CONSTRUCCIÓN

Consiste en la determinación de todas aquellas acciones que pueden afectar la estructura durante su vida útil, ocasionando en ella efectos significativos. Resulta la parte más importante y difícil que enfrenta un proyectista de estructuras, pues de la estimación de las cargas depende el diseño. No debe obviarse la posibilidad de actuación de cualquier carga para permanecer del lado de la seguridad, además con el tiempo podría cambiarse el uso de la estructura y podría estar sometida a otro tipo de solicitaciones, todo esto debe tenerse en cuenta, a más de una adecuada combinación de cargas, con el fin de determinar la condición más desfavorable de actuación de las mismas y a las que podría estar sometida la estructura en algún momento.



1.4.1 CARGAS MUERTAS

Las cargas muertas son aquellas que permanecen inmóviles en la estructura, éstas son el peso propio de los elementos estructurales, y otras cargas que permanecerán fijas.

Para un pre diseño de cualquier estructura, el peso propio es únicamente estimado, pero ya al saber que elementos serán los utilizados para el diseño, se utilizará el peso de los elementos para el cálculo final de la estructura.

1.4.2 CARGAS VIVAS

Se denominan cargas vivas a todas aquellas que no están inmóviles, tales como personas, o cualquier objeto que tenga movimiento y no sea fijo en la edificación, estas cargas dependen del tipo de estructura y su uso pretendido.

Las cargas vivas sobre estructuras tipo estándar, por lo general son especificadas por el código de la construcción propio de cada país en el cuál se vaya a proyectar la estructura.

1.4.3 CARGAS DE VIENTO

Se deberá prever en el diseño los esfuerzos causados por el viento durante el montaje, así como después de terminada la obra.

En edificios regulares y en otras estructuras comunes comunes es suficiente revisar en forma independiente la acción del viento en dos direcciones ortogonales que coinciden con los ejes principales del sistema estructural.

1.4.4 CARGAS DE SISMO

Para la estimación de la carga de sismo a la que puede estar sometida la estructura se
Realizará un cálculo, tal como lo describe el Código Ecuatoriano de la Construcción.



1.4.5 COMBINACIONES DE CARGA

1. $1,4 D + L$
2. $1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr \text{ o } S \text{ o } Rr)$
3. $1,2 D + 1,6 (Lr \text{ o } S \text{ o } Rr) + (0,5 L \text{ ó } 0,8 W)$
4. $1,2 D + 1,3 W + 0,5 L + 0,5 (Lr \text{ o } S \text{ o } Rr)$
5. $1,2 D + 1,5 E + 0,5 L + 0,2 S$
6. $0,9 D - (1,3 W \text{ ó } 1,5 E)$

Dónde:

D = carga permanente

E = carga sísmica

L = sobrecarga debida a la ocupación; peso del hormigón fresco en el caso

de

construcción mixta

Lr = sobrecarga de la cubierta

Rr = carga de lluvia sobre la cubierta

S = carga de nieve

W = carga de viento

Estos factores serán utilizados para incrementar los valores de carga considerados, de tal manera que las incertidumbres de estimar las magnitudes sean cubiertas.

1.5 EL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

1.5.1 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL ACERO

VENTAJAS:

ALTA RESISTENCIA

Su resistencia por unidad de peso es relativamente baja, es decir las estructuras son más ligeras, lo cual puede ayudar mucho en la construcción.

ELASTICIDAD

En relación con otros materiales el acero se comporta de manera más parecida a las hipótesis de diseño que siguen la ley de Hooke, además se pueden calcular ciertas propiedades exactamente como es el caso de momentos de inercia, que para otros materiales son imprecisos.



DURABILIDAD

El avance en cuanto a la metalurgia nos ha demostrado que el acero en condiciones adecuadas puede durar indefinidamente, pudiendo así reducir el costo e incluso eliminar el uso de pinturas protectoras.

DUCTILIDAD

Un material dúctil tiene la capacidad de resistir grandes deformaciones ante la presencia de tensiones sin fallar, es así que el acero con bajo contenido de carbono, puede resistir dichas tensiones alargándose y disminuyendo su sección en el punto de falla, antes de que ocurra la fractura.

Estas grandes deformaciones además son indicadores de los puntos donde se pueden producir las fallas, dando tiempo suficiente para la prevención de accidentes.

TENACIDAD

El acero estructural es capaz de resistir grandes fuerzas a pesar de encontrarse ya deformado, lo cual es muy importante debido a que permite su manipulación en el momento de montaje y elaboración, un material tenaz se define como el que tiene la capacidad de absorber energía en grandes cantidades.

RESISTENCIA A LA FATIGA

La respuesta del acero ante ciclos de carga y descarga es muy alta, por lo que el acero se convierte fácilmente en un material resistente a la fatiga.

RAPIDEZ DE MONTAJE

En obras metálicas, el tiempo de construcción se ve disminuido gracias a que este es de fácil y rápida colocación.

AMPLIACIONES DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

Las estructuras de acero son fácilmente ampliables, ya que se puede añadir partes a una estructura ya existente.



CONEXIONES

Para la unión de los miembros de acero, existen una gama de conexiones, atornilladas, soldadas, remachadas, etc. Las cuales además son de rápida realización.

FABRICACIÓN.

Tiene una gran capacidad de laminarse y fabricarse dando lugar a una gran gama de tamaños y formas.

RECICLABLE.

El acero es reutilizable en algunos casos, e incluso tiene la posibilidad de venderlo como chatarra.

DESVENTAJAS:

COSTO DE MANTENIMIENTO

Muchos de los aceros son fácilmente sensibles al medio ambiente, si están expuestos al agua, aire, etc., por lo que deben protegerse continuamente por medio de pinturas especiales, lo que agranda el costo de la obra.

VULNERABILIDAD ANTE EL FUEGO

Aunque los miembros estructurales son incombustibles, muchas de sus propiedades se ven disminuidas ante la presencia de calor generadas por posibles incendios, además de que el acero es un excelente conductor de calor lo que causa que este incremento de temperatura se distribuya a través de todo el miembro y sus adyacentes.

SUSCEPTIBILIDAD AL PANDEO

Mientras más largos y esbeltos son los miembros que están sujetos a compresión, más posibilidades tienden a pandearse, es por esto que el acero no



es muy económico al usarse como un miembro a compresión, es decir como una columna.

FRACTURA FRÁGIL

En el acero estructural se puede presentar fallas frágiles, predominando así en lugares en donde predominan temperaturas bajas. Haciéndolo no un material recomendado para esas zonas.

1.6 MÉTODOS DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

1.6.1 MÉTODOS DE DISEÑO LRFD

En el pasado se puede observar que casi todas las estructuras metálicas se diseñaron con métodos elásticos; se estiman las cargas de servicio, que son las que la estructura debe soportar y se diseñan los elementos en base a ciertos esfuerzos permisibles, los cuales generalmente son cierta fracción del esfuerzo de fluencia del acero.

El acero presenta una reserva de resistencia, y en base a esta resistencia se basa el diseño plástico. En el método LRFD (Load and Resistance Factor Design), las cargas de trabajo se estiman y se multiplican por ciertos factores de carga, diseñándose así los elementos en base a sus resistencias al colapso.

Desde hace mucho tiempo se conoce que la mayor porción de la curva esfuerzo - deformación está muy por encima del límite elástico del acero. Los estudios realizados han demostrado que el acero tiende a resistir esfuerzos mucho mayores que sus propios esfuerzos de fluencia y que en casos de sobrecargas las estructuras tienen la capacidad de repartir estas sobrecargas hacia el resto de sus elementos, gracias a la ductilidad del acero.

Por lo que se hace cierto que para ciertos tipos de estructuras se encuentra más economía con un diseño plástico que con uno elástico.



1.6.2 DISEÑO CON FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA LRFD

Si bien sabemos el diseño por factores de carga y resistencia LRFD, se basa en los conceptos de estados límite, el cual se usa para describir una condición en la que la estructura deja de cumplir su función determinada.

Existen dos tipos de estados límite:

Estado límite de Resistencia.- este se basa en la seguridad o capacidad de carga de la estructura e incluye las resistencias plásticas de pandeo, fractura, fatiga, etc.

Estado límite de Servicio.- El cual se refiere al comportamiento de la estructura bajo cargas normales de servicio y tienen que ver con aspectos asociados con el uso y la ocupación de las mismas: deflexiones excesivas, deslizamientos, vibraciones y agrietamientos.

Una estructura debe ser capaz de soportar las cargas de diseño, como también las de servicio de manera que cumpla con las demandas de sus usuarios.

Las especificaciones LRFD se concentran en requisitos muy específicos relativos al estado de resistencia dando así cierta libertad en el área de servicio. Esto quiere decir que se lo considera, como es en la realidad, en mayor grado al estado de resistencia, ya que de éste depende la seguridad de los usuarios.

Para el método LRFD las cargas de servicio Q_i se multiplican por factores de carga λ_i que generalmente son mayores que la unidad obteniéndose así las cargas factorizadas que se utilizarán en el diseño de la estructura. Estos factores varían en magnitud en dependencia de la combinación de carga. Se le proporciona a la estructura una resistencia última de diseño de manera que esté en capacidad de resistir estas cargas factorizadas R_n y se la multiplica por un factor de resistencia ϕ el cual es menor que 1, de esta manera se aseguran las variabilidades en cuanto a las resistencias de los materiales, dimensiones y mano de obra. Estos factores vienen dados de forma que tengan mayor confiabilidad y uniformidad para el diseño. Entonces, la suma de los efectos de las cargas y factores de carga, deben ser menores o por lo menos iguales a la resistencia de los elementos factorizada.

$$\sum \lambda_i Q_i \leq \phi R$$



1.6.3 FACTORES DE CARGA.

El propósito de los factores de carga es incrementar las cargas para tomar en cuenta las posibles variaciones a las que se encuentran sujetas, tales como son las cargas vivas, muertas y demás.

Generalmente el factor de cargas muertas es menor que el de cargas vivas, debido a que se pueden estimar con más exactitud las cargas muertas en comparación con las cargas vivas. Se nota claramente entonces que las cargas que permanecen fijas, durante largos periodos variarán menos en magnitud que aquellas que se aplican a cortos periodos de tiempo. Es por esto que para la aplicación del método LRFD, debe estar presente esta variabilidad más que en el diseño por esfuerzos permisibles.

Las especificaciones LRFD presentan factores de carga y combinaciones de cargas que fueron seleccionados para usarse con las mínimas recomendadas en el Standard 7-93 de la ASCE (American Society of Civil Engineers) Sociedad Americana de Ingenieros Civiles.

Las combinaciones generalmente consideradas por el método LRFD, están dadas en la especificación.

$$U = 1.4D \text{ (Ecuación A4-1 del LRFD)}$$

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L \text{ o } S \text{ o } R) \text{ r = + + (Ecuación A4-2 del LRFD)}$$

Si se comprenden las cargas de viento y de sismo, es necesario además considerar también las combinaciones.

$$U = D + (L \text{ o } S \text{ o } R) + (W \text{ o } E) \text{ r = 1.2 + 1.6 o o + 0.5 o 0.8 (Ecuación A4-3 del LRFD)}$$

$$U = D + W + L + (L \text{ o } S \text{ o } R) \text{ r = 1.2 + 1.3 + 0.5 + 0.5 o o (Ecuación A4-4 del LRFD)}$$

$$U = 1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.2S \text{ (Ecuación A4-5 del LRFD)}$$

En las especificaciones LRFD se da además otra combinación, que es para tomar en cuenta el levantamiento. En esta condición se incluye cubrir los casos donde se generan fuerzas de tensión debidas a momentos de volteo, esta combinación regirá en edificios altos donde se presentan fuertes cargas laterales. En esta combinación se reduce un 10% de las cargas muertas para tomar en cuenta posibles sobre estimaciones.

$$U = 0.9D \pm (1.3W \text{ o } 1.0E) \text{ (Ecuación A4-6 del LRFD).}$$



1.6.4 FACTORES DE RESISTENCIA.

Se debe tomar en cuenta que las incertidumbres en las resistencias de los materiales tanto en dimensiones como en mano de obra, es por esto que con el factor de resistencia, se reconoce que la resistencia de un miembro no puede ser exactamente prevista, debido a un sin número de suposiciones que se acercan pero no reflejan la realidad.

Es entonces que mediante estos factores ϕ que en la mayoría de los casos es menor a la unidad, se puede en cierta forma asegurar un correcto desempeño de los elementos. Dichos factores se presentan en la Tabla 1, los cuales fueron obtenidos sobre la base de muchas investigaciones por instituciones dedicadas a esta labor.

Tabla 1. Valores de los Factores de resistencia.

Factores de Resistencia ϕ	Situaciones
1.00	Aplastamiento en áreas proyectantes de pasadores, fluencia del alma bajo cargas concentradas, cortante en tornillos en juntas tipo fricción.
0.90	Vigas sometidas a flexión y corte, filetes de soldadura con esfuerzos paralelos al eje de la soldadura, soldaduras de ranura en el metal base, fluencia de la sección total de miembros a tensión.
0.85	Columnas, aplastamiento del alma, distancias al borde y capacidad de aplastamiento en agujeros
0.80	Cortante en el área efectiva de soldaduras de ranura con penetración completa, tensión normal al área efectiva de soldaduras de ranura con penetración parcial.
0.75	Tornillos a tensión, soldaduras de tapón o muesca, fractura en la sección neta de miembros a tensión
0.65	Aplastamiento en tornillos (que no sean tipo A307)
0.60	Aplastamiento en cimentaciones de concreto

1.6.5 MAGNITUD DE LOS FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA.

Los factores de carga y resistencia, vienen dados como ya dijimos por las variabilidades que se pueden presentar tanto en las cargas como en las resistencias de los elementos. Se presentan entonces a continuación los siguientes casos de variabilidades.

1. La resistencia de los materiales puede variar en torno al tiempo debido al flujo plástico, a la corrosión, la fatiga, etc.
2. Con frecuencia los métodos de análisis hacen suposiciones que se acercan pero que no reflejan la realidad del problema.



3. No se pueden predecir todos los fenómenos naturales como huracanes, sismos, tormentas, etc.
4. Los esfuerzos producidos durante la fabricación y el montaje son en algunos casos severos, es decir, errores de fabricación en los perfiles o la mala manipulación de los elementos en la obra.
5. Los cambios tecnológicos que en muchos casos incrementan las cargas a medida que avanza el tiempo.
6. Las cargas vivas que generalmente presentan una gran variabilidad.
7. Presencia de esfuerzos residuales, concentraciones de esfuerzos, etc.

1.6.6 CONFIABILIDAD Y LAS ESPECIFICACIONES LRFD.

Como confiabilidad nos referimos al porcentaje estimado de veces que la resistencia de una estructura será igual o excederá la carga máxima aplicada a ella durante su vida útil.

Para esto los investigadores del método LRFD, desarrollaron un procedimiento para estimar la confiabilidad de los diseños, además establecieron en base a razonamiento criterios para diferentes situaciones y finalmente lograron ajustar los factores ϕ para obtener estos porcentajes de confiabilidad.

Para el método LRFD se toma una confiabilidad del 99.7% en la mayoría de sus factores, es decir que de cada 1000 casos quizás en 3 de ellos la estructura se sobrecargue, pero no se dice que falle, si no que simplemente esta sobrecargada entrando así en la etapa plástica o en la de endurecimiento del acero, es decir se podrán ver deformaciones muy grandes dando lugar a daños pequeños pero no al colapso de la estructura.

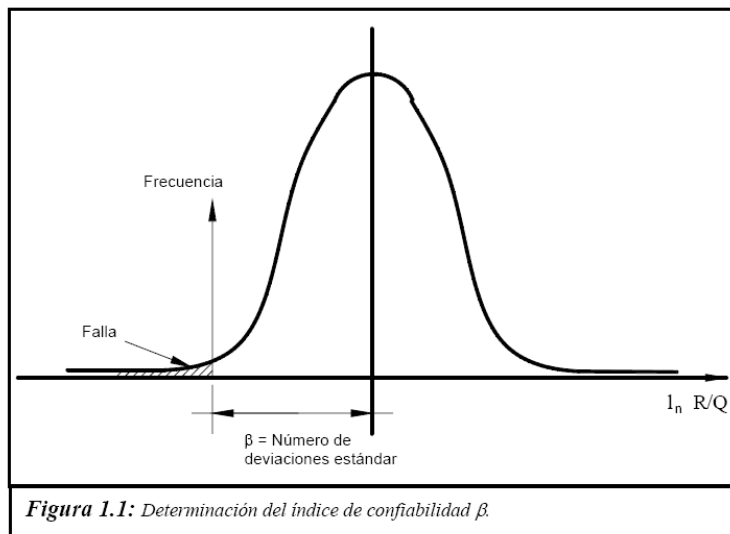
Así que tenemos que R que es la resistencia máxima de la estructura debe ser mayor o por lo menos igual a una carga máxima esperada Q .

$$R \geq Q$$

Los autores del método saben que es imposible cumplir totalmente esta inequación, es por esto que ellos trataron de mantener esta posibilidad tan baja como sea posible. Así que si trazamos una curva de los valores R/Q , para un gran número de estructuras, obtendremos una curva típica de campana con valores medios R_m y Q_m , además de una desviación estándar. Ahora si en un punto donde $R < Q$, se excedió el límite de resistencia.

Autores: Esteban Andrés Amoroso Castro.

Martin Sebastián Urgilez Gonzalez.



Entonces se conoce a β como el índice de confiabilidad que se encuentra de la siguiente manera:

$$\beta = \frac{\left(\frac{R_m}{Q_m} \right)}{\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}}$$

R_m: Resistencia media de los elementos.

Q_m: Efectos medios de la carga.

V_R: Variabilidad de la resistencia en los elementos.

V_Q: Variabilidad de los efectos de la carga.

De esta forma es posible diseñar un elemento particular de acuerdo con ciertas especificaciones AISC, y calcular estadísticamente el valor de β , a este proceso se lo denomina calibración.

Basados en cálculos de confiabilidad los investigadores han llegado a los siguientes resultados:

1. $\beta = 3.00$ para miembros sujetos a cargas de gravedad.
2. $\beta = 4.5$ para conexiones.
3. $\beta = 2.5$ para miembros sujetos a cargas de gravedad y viento.
4. $\beta = 1.75$ para miembros sujetos a cargas de gravedad y sismo.

Es así que los valores de ϕ de las especificaciones, se ajustaron para que los valores de β se obtengan en el diseño.



1.6.7 VENTAJAS DEL METODO LRFD.

El método LRFD presenta algunas ventajas, como puede ser el ahorro de dinero en cuanto al ahorro de material, en comparación con el método de esfuerzos permisibles DEF, sobre todo si las cargas vivas son pequeñas en comparación con las cargas muertas.

El método LRFD fue introducido por el AISC, no como obtener ventajas económicas en comparación con otros métodos, sino más bien el de introducir una uniformidad en cuanto a la confiabilidad en las estructuras de acero.

En los edificios la relación entre carga viva y carga muerta varía de 0.25 a 0.4 aproximadamente, incrementándose incluso en edificios ligeros, por el método de los esfuerzos permisibles se obtenían elementos más pesados, de esta forma crecían aun más los factores de seguridad.

Según algunos datos obtenidos se puede decir que mediante el método del LRFD con relaciones pequeñas entre la carga viva y muerta menores que tres aproximadamente se obtienen ahorros de 1/6 en columnas y miembros a tensión y cerca de 1/10 en vigas.



CAPITULO 2.

2. CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

2.1 DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS DE DISEÑO

2.1.1 CARGA MUERTA

Específicamente las únicas cargas muertas a las que va a estar sometida la torre, es el peso del tanque vacío y el peso propio, los cuales se determinan a continuación.

Calculo del tanque

La torre será diseñada para soportar el peso del volumen de un tanque de 18 m^3 , un tanque de este volumen se encuentra de muchos materiales, para el caso de la presente tesina se supone de plástico por lo que es un peso despreciable comparado con el peso del tanque lleno.

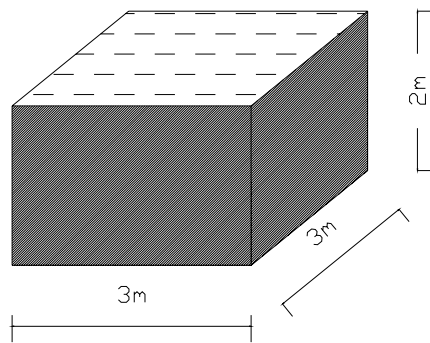
Peso Propio

El peso propio no hace falta calcular ya que el programa de estructuras Sap2000, el mismo que se utiliza para sus cálculos.

2.1.2 CARGA VIVA

La única carga viva es el peso del tanque lleno de agua.

Se suponen las siguientes dimensiones del tanque para el cálculo:



$$\text{Volúmen} = 18 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso específico del agua} = 1000 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Peso total del tanque lleno} = 18000 \text{ Kg.}$$

2.1.3 CARGAS DE SISMO

Para la carga de sismo nos valemos del código ecuatoriano de la construcción que se describió en la parte de normas y códigos.

Bases de diseño:

Los procedimientos y requisitos descritos en este reglamento se determinarán considerando la zona sísmica del Ecuador donde se va a construir la estructura, las características del suelo, del sitio de emplazamiento, el tipo de uso, destino e importancia de la estructura, y el tipo de sistema y configuración estructural a utilizarse. Las estructuras deberán diseñarse para una resistencia tal que puedan soportar los desplazamientos laterales inducidos por el sismo de diseño, considerando la respuesta inelástica, la redundancia y sobre-resistencia estructural inherente, y la ductilidad de la estructura. La resistencia mínima de diseño deberá basarse en fuerzas sísmicas de diseño establecidas en este reglamento.

Zonas sísmicas y factor de zona Z

El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las cuatro zonas sísmicas del Ecuador, de acuerdo con la definición de zonas de la figura. Una vez identificada la zona sísmica correspondiente, se adoptará el valor del factor de zona Z, según la tabla. El valor de Z de cada zona representa la

Autores: Esteban Andrés Amoroso Castro.

Martin Sebastián Urgilez Gonzalez.

aceleración máxima efectiva en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

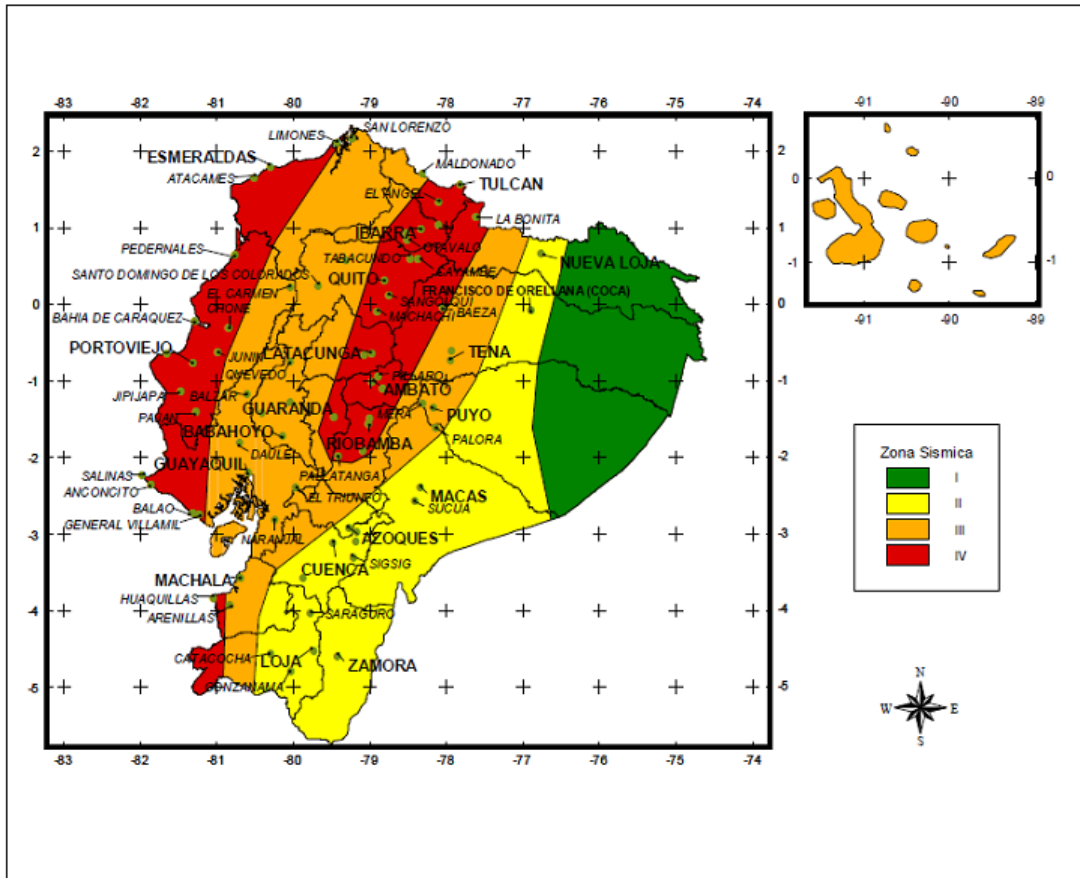


Tabla 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.4

Geología local y perfiles de suelo. Coeficiente S y C

Los requisitos establecidos en este reglamento que tienen como finalidad tomar en cuenta la geología local para propósitos de diseño, son requisitos mínimos y no substituyen los estudios de geología de detalle, los cuales son necesarios para el caso de proyectos de infraestructura y otros proyectos distintos a los de edificación. Las condiciones geotécnicas de los sitios o perfiles de suelo se las clasifica de acuerdo con las propiedades mecánicas del sitio, los espesores de los estratos y la velocidad de propagación de ondas de corte. Este último parámetro puede ser correlacionado con otros parámetros del suelo, como por ejemplo el número de golpes del SPT, para algunos tipos de suelos donde se disponga de las correlaciones correspondientes.

Autores: Esteban Andrés Amoroso Castro.

Martin Sebastián Urgilez Gonzalez.



Los tipos de perfiles de suelo se clasifican de la siguiente manera:

Perfil tipo S1: Roca o suelo firme.- A este grupo corresponden las rocas y los suelos endurecidos con velocidades de ondas de corte similares a las de una roca (mayores a 750 m/s), con períodos fundamentales de vibración menores a 0,20s. Se incluyen los siguientes tipos de suelo:

- a) Roca sana o parcialmente alterada, con resistencia a la compresión no confinada mayor o igual a 500 KPa (5 kg/cm²).
- b) Gravas arenosas, limosas o arcillosas, densas y secas.
- c) Suelos cohesivos duros con resistencia al corte en condiciones no drenadas mayores a 100 Kpa (1 kg/cm²), con espesores menores a 20m, y yacentes a roca u otro material endurecido con velocidad de onda de corte superior a 750 m/s.
- d) Arenas densas con número de golpes del SPT: $N > 50$, con espesores menores a 20m, sobre yacentes a roca u otro material endurecido con velocidad de onda de corte superior a 750 m/s.
- e) Suelos y depósitos de origen volcánico firmemente cementados, tobas y conglomerados con número de golpes del SPT: $N > 50$.

Perfil tipo S2: Suelos intermedios.- Suelos con características intermedias o que no se ajustan a los perfiles de suelos tipo S1 y S3.

Perfil tipo S3: Suelos blandos o estratos profundos.- En este grupo se incluyen los perfiles de suelos blandos o estratos de gran espesor, en los que los períodos fundamentales de vibración son mayores a 0,6 s, incluyéndose los siguientes casos:

Suelos Cohesivos	Velocidad de ondas de corte, V_s (m/s)	Resistencia al Corte No Drenada, S_u (KPa)	Espesor del estrato
Blandos	< 200	< 25	> 20m
Semiblandos	200-400	25-50	> 25m
Duros	400-750	50-100	> 40m
Muy duros	> 750	100-200	> 60m

Suelos Granulares	Velocidad de ondas de corte, V_s (m/s)	Valores N del SPT	Espesor del estrato
Sueltos	< 200	4-10	> 40m
Semidensos	200-750	10-30	> 45m
Densos	> 750	> 30	> 100m

Los valores de N, V_s y S_u son valores promedio del sitio y serán determinados según las siguientes expresiones:

Autores: Esteban Andrés Amoroso Castro.

Martin Sebastián Urgilez Gonzalez.



$$V_s = \sum (h_i) / \sum (h_i / V_{si}) \quad (1)$$

$$N = \sum (h_i) / \sum (h_i / N_i) \quad (2)$$

$$S_u = \sum (h_i) / \sum (h_i / S_{ui}) \quad (3)$$

Donde:

h_i = Espesor del estrato i ,

V_{si} = Velocidad de las ondas de corte en el estrato i ,

S_{ui} = Resistencia al corte no drenada promedio del estrato i .

Perfil tipo S4: Condiciones especiales de evaluación del suelo.- En este grupo se incluyen los siguientes tipos de suelo:

- a) Suelos con alto potencial de licuefacción, colapsibles y sensitivos.
- b) Turbas, lodos y suelos orgánicos.
- c) Rellenos colocados sin control ingenieril.
- d) Arcillas y limos de alta plasticidad ($IP > 75$).
- e) Arcillas suaves y medio duras con espesor mayor a 30 m.

Los perfiles de este grupo incluyen los suelos altamente compresibles y donde las condiciones geológicas y/o topográficas sean especialmente desfavorables, que requieran estudios geotécnicos no rutinarios para determinar sus características mecánicas.

El tipo de suelo existente en el sitio de construcción de la estructura, y por ende, el coeficiente de suelo S , se establecerán de acuerdo con lo especificado en la Tabla 3. El coeficiente S se establecerá analizando el perfil que mejor se ajuste a las características locales. En los sitios donde las propiedades del suelo sean poco conocidas, se podrán utilizar los valores del perfil de suelo tipo S3.

Adicionalmente se encuentra tabulado el coeficiente C_m , relacionado con la definición del espectro del sismo de diseño establecido más adelante en este código, y que depende del perfil de suelo a utilizar.

Tabla 2. Coeficiente de suelo S y Coeficiente C_m

Perfil tipo	Descripción	S	C_m
S1	Roca o suelo firme	1.0	2.5
S2	Suelos intermedios	1.2	3.0
S3	Suelos blandos y estrato profundos	1.5	2.8
S4	Condiciones especiales de suelo	2.0*	2.5

(*) Este valor debe tomarse como mínimo, y no substituye los estudios de detalle necesarios para construir sobre este tipo de suelos.



Tipo de uso, destino e importancia de la estructura. Coeficiente I.

La estructura a construirse se clasificará en una de las categorías que se establecen en la Tabla 4, y se adoptará el correspondiente factor de importancia I.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor I
1. Instalaciones esenciales y / o peligrosas	Hospitales, Clínicas, Centros de Salud o de emergencia sanitaria. Estaciones 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 equipo de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósitos de agua u otras sustancias anti-incendios. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
2. Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de 300 personas. Todas las estructuras que albergan más de 5000 personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
3. Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.0

Selección del procedimiento de cálculo fuerzas laterales

En general, una estructura puede ser calculada mediante procedimientos de cálculos de fuerzas laterales estáticos o dinámicos. El procedimiento escogido dependerá de la configuración estructural, tanto en planta como en elevación.

El procedimiento estático de determinación de fuerzas laterales se utilizará únicamente para el caso de estructuras regulares, tanto en planta como en elevación

Carga sísmica reactiva W

La carga sísmica reactiva W para fines de este código, representa la carga reactiva por sismo, igual a la carga muerta total de la estructura. En el caso de estructuras de bodegas o de almacenaje, W se calcula como la carga muerta más un 25% de la carga viva de piso.



Procedimiento de cálculo de fuerzas estáticas

Cortante Basal de Diseño: El cortante basal total de diseño V , que será aplicado a una estructura en una dirección dada, se determinará mediante las expresiones:

$$V = \frac{ZIC}{R\phi_P\phi_E}W$$

Donde:

C = No debe exceder del valor de C_m establecido en la tabla 3, no debe ser menor a 0,5 y puede utilizarse para cualquier estructura.

S = Su valor y el de su exponente se obtienen de la tabla 3.

R = Factor de reducción de respuesta estructural.

ϕ_P , ϕ_E = Coeficientes de configuración estructural en planta y en elevación, respectivamente.

Coeficiente de configuración estructural en planta ϕ_P

El coeficiente ϕ_P se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad de las plantas en la estructura, descritas en la Tabla 5 y en la Figura 2. Se utilizará la expresión:

$$\phi_P = \phi_{PA} \times \phi_{PB}$$

Donde:

ϕ_{PA} = El mínimo valor ϕ_{Pi} de cada piso i de la estructura, obtenido de la Tabla 5, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1, 2 y/o 3 (ϕ_{Pi} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para las tres irregularidades),

ϕ_{PB} = Se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 4 y/o 5 en la estructura.

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritas en la Tabla 5, en ninguno de sus pisos, ϕ_P tomará el valor de 1.

Coeficiente de configuración estructural en elevación ϕ_E

El coeficiente ϕ_E se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, descritas en la Tabla 6 y en la Figura 3. Se utilizará la expresión:

$$\phi_E = \phi_{EA} \times \phi_{EB} \times \phi_{EC}$$

Donde:

ϕ_{EA} = El mínimo valor ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura, obtenido de la Tabla 6, para cuando se encuentran presentes las irregularidades

Autores: Esteban Andrés Amoroso Castro.

Martin Sebastián Urgilez Gonzalez.



tipo 1 y/o 5 (ΦE_i en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para las dos irregularidades),

ΦE_B = Se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 2 y/o 3 en la estructura,

ΦE_C = Se establece para cuando se encuentre presente la irregularidad tipo 4 en la estructura.

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en la Tabla 6, en ninguno de sus niveles, ΦE tomará el valor de 1.



Tabla 5. Coeficientes de configuración en planta.

Tipo	Descripción de las irregularidades en planta	Φ_{pi}
1	<i>Irregularidad torsional</i> Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.	0,9
2	<i>Entrantes excesivos en las esquinas</i> La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.	0,9
3	<i>Discontinuidad en el sistema de piso</i> La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.	0,9
4	<i>Desplazamiento del plano de acción de elementos verticales</i> Una estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.	0,8
5	<i>Ejes estructurales no paralelos</i> La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.	0,9
6	<i>Sistema de piso flexible</i> Cuando la relación de aspecto en planta de la edificación es mayor que 4:1 o cuando el sistema de piso no sea rígido en su propio plano se deberá revisar la condición de piso flexible en el modelo estructural	-



Tipo	Descripción de las irregularidades en elevación	Pórticos espaciales y pórticos con vigas banda ΦE_1	Sistemas duales o con diagonales ΦE_1
1	<i>Piso blando (irregularidad en rigidez)</i> La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	0,9	1,0
2	<i>Irregularidad en la distribución de las masas</i> La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.	0,9	1,0
3	<i>Irregularidad geométrica</i> La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.	0,9	1,0
4	<i>Desalineamiento de ejes verticales</i> La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Se exceptúa la aplicabilidad de este requisito cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos.	0,8	0,9
5	<i>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia</i> La estructura se considera irregular cuando la resistencia del piso es menor que el 70%de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).	0,8	1,0
6	<i>Columnas cortas</i> Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.	-	-



Tabla 4. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
1. Edificaciones esenciales y/o peligrosas	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, transmisión y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias 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

Período de vibración T:

El valor de T será determinado a partir de uno de los métodos descritos a continuación:

Método 1: Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t(h_n)^{3/4}$$

Donde:

hn = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura

Ct = 0,09 para pórticos de acero

Ct = 0,08 para pórticos espaciales de hormigón armado

Ct = 0,06 para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales y para otras estructuras.

Factor de reducción de resistencia sísmica R.

El factor R a utilizarse en el cálculo del cortante basal aplicado a una estructura de edificación, en cualquiera de las direcciones de cálculo adoptadas, se escogerá de la Tabla 7, tomándose el menor de los valores para los casos en los cuales el sistema resistente estructural resulte en una combinación de varios sistemas como los descritos en la tabla. Para otro tipo de estructuras diferentes a las de edificación, se deberá cumplir con los requisitos establecidos en la sección 7 de este código. El valor de R podrá aplicarse en el cálculo del cortante basal, siempre y cuando la estructura sea diseñada cumpliendo con todos los requisitos de diseño sismo-resistente acordes con la filosofía de diseño del presente código.

Autores: Esteban Andrés Amoroso Castro.

Martin Sebastián Urgilez Gonzalez.



Tabla 6. Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R

Sistema Estructural	R
Estructuras con pórticos espaciales sismorresistentes, de hormigón armado o de estructura de acero laminado en caliente. Sistemas de pórticos espaciales sismorresistentes de hormigón o de acero laminado en caliente, con muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	10
Estructuras con pórticos espaciales sismorresistentes y diagonales rigidizantes. Estructuras con vigas perdidas en las losas (losas planas) y con muros estructurales.	8
Estructuras con vigas perdidas en las losas (losas planas) y sin muros estructurales. Estructuras con pórticos espaciales sismorresistentes en conjunto con mampostería confinada. Estructuras de acero doblado en frío. Estructuras de madera.	7
Estructuras de mampostería reforzada.	4.5
Estructuras de tierra.	1.5

Distribución vertical de fuerzas laterales.

En ausencia de un procedimiento más riguroso, basado en los principios de la dinámica, las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

$$F_t = 0,07TV$$

Donde:

F_t = La fuerza concentrada que se aplicará en la parte más alta de la estructura, constituyéndose una fuerza adicional a la fuerza en el último piso.

n = Número de pisos de la estructura

T = El período utilizado para el cálculo del cortante basal total V .

Sin embargo, F_t no necesita exceder el valor de $0,25 V$, y puede considerarse nulo cuando T es menor o igual a $0,7$ s. La parte restante del cortante basal debe ser distribuido sobre la altura de la estructura, incluyendo el nivel n , de acuerdo con la expresión:

$$F_x = \frac{(V - F_t)w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$$

Donde:



F_x = La fuerza en el nivel x de la estructura que debe aplicarse sobre toda el área del edificio en ese nivel, de acuerdo a su distribución de masa en cada nivel .

w_i = Es el peso asignado a cada nivel de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W .

Las acciones y deformaciones en cada elemento estructural deben calcularse como resultado del efecto de las fuerzas F_x y F_t , aplicadas en los niveles apropiados de la estructura sobre su base.

Distribución horizontal del cortante

El cortante de piso V_x , en cualquier piso x , es la suma de las fuerzas F_t y F_x sobre ese piso. V_x debe distribuirse entre los diferentes elementos del sistema resistente a cargas laterales en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del piso.

La masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masas del piso, pero desplazada una distancia igual al 5 por ciento de la máxima dimensión del edificio en ese piso, perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales bajo consideración, para tomar en cuenta los posibles efectos de torsión accidental. El efecto de este desplazamiento debe incluirse en la distribución del cortante de piso y en los momentos torsionales.

En el caso de que la estructura presente un sistema de pisos flexibles, la distribución del cortante de piso hacia los elementos del sistema resistente se realizará tomando en cuenta aquella condición.

Cálculo de carga de sismo

Partiendo del código ecuatoriano de la construcción los valores para la ecuación

$$V = \frac{ZIC}{R\phi_P\phi_E}W$$

Son los siguientes:

$S = 1,2$ ya que las condiciones de suelo corresponden a las del perfil S2 (suelos intermedios)

$\phi_P = 1$, no hay irregularidades

$\phi_E = 1$ no hay irregularidades

$Z = 2$, Cuenca o Azogues

$R = 7$ Estructuras de acero doblado en frío.

Autores: Esteban Andrés Amoroso Castro.

Martin Sebastián Urgilez Gonzalez.



$W = 18000$ Kg el código ecuatoriano de la construcción recomienda que se tome la carga muerta más un 25% de la carga viva, pero en este caso al no existir carga muerta considerable se toma exclusivamente la carga muerta y el 100% de la misma.

Para la ecuación del período T

$$T = C_t (h_n)^{3/4}$$

$C_t = 0.09$ para pórticos de acero

$h_n = 10$ pisos

De donde:

$$T = 0.506 \text{ seg.}$$

Ahora para calcular C

$$C = \frac{1.25S^5}{T}$$

$$C = 1.55$$

Reemplazando los valores obtenidos en la ecuación del cortante V tenemos que

$$V = 7071.42 \text{ Kg}$$

$$F_t = 0.07 T V$$

$$F_t = 0.07(0.506)(7941.42) = 282.348 \text{ Parte más alta de la torre}$$

Como el período T usado para el cálculo del V total es menor a $0.75(0.506)$, F_t es nulo.

$$\text{De donde } F_t = 0$$

2.1.4 CARGAS DE VIENTO

En las estructuras comunes será suficiente considerar el efecto estático del viento determinando las presiones o succiones que actúan en dirección perpendicular a la superficie expuesta al viento. La determinación se basa en la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{1}{2} \epsilon C_p V_D^2$$

La densidad del aire ϵ , para condiciones estándar (temperatura de 15° C y presión a nivel del mar) vale $0.125 \frac{\text{Kg-seg}^2}{\text{m}}$ por lo que la ecuación anterior se transforma en

$$\rho = 0.0625 C_p V_D^2$$

Si la velocidad de diseño V_D se expresa en m/seg. Cuando como es usual la velocidad del viento se expresa en Km/h, la expresión toma la forma empleada en los códigos

Autores: Esteban Andrés Amoroso Castro.

Martin Sebastián Urgilez Gonzalez.



$$\rho = 0.0048 C_p V_D^2$$

En donde ρ es presión o succión en Kg/m^2 y C_p el factor de forma para la construcción o elemento estructural local.

Las especificaciones se basan en una velocidad de viento de diseño de 80 Km/h, derivada de muchas mediciones y que corresponden a una condición de exposición de área urbana y no de campo abierto.

Para un factor de forma $C_p = 1$, la presión básica resulta de 30 Kg/m^2 .

La presión calculada se multiplicara por el área expuesta al viento, proyectada en la dirección normal a la dirección de éste para fines de determinar la fuerza de arrastre. En estructuras como la nuestra (torre), se proyectará el área de cada elemento estructural.

Los elementos estructurales escogidos para la modelación son ángulos de $50*50*3\text{mm}$ y para elementos diagonales de $20*20*2\text{mm}$

Resultando las fuerzas distribuidas para estos elementos las siguientes:

$$F1 = 30 \text{ Kg/m}^2 * 0.05\text{m} = 1.5 \text{ Kg/m}$$

$$F2 = 30 \text{ Kg/m}^2 * 0.02\text{m} = 0.6 \text{ Kg/m}$$

2.2 REALIZACIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL Y ASIGNACIÓN DE CARGAS EN EL SOFTWARE SAP 2000

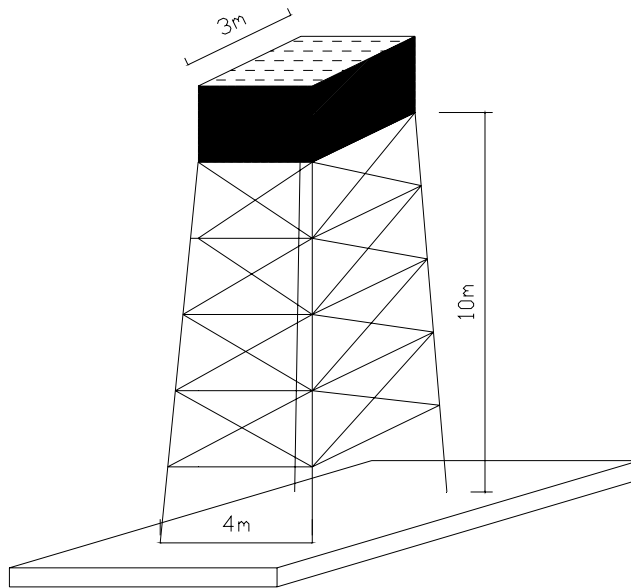
2.2.1 ESTRUCTURACIÓN DE LA TORRE

Altura= 10m

Ancho en la base= 4m * 4m

Ancho en la parte más alta= 3m * 3m

La estructura es la siguiente:



2.2.2 REALIZACIÓN DEL MODELO EN EL PROGRAMA SAP 2000

2.2.2.1. RESEÑA DEL PROGRAMA DE ANÁLISIS EMPLEADO.

El programa SAP 2000 es una herramienta poderosa que permite realizar cálculos de estructuras complejas con una gran rapidez y facilidad.

La principal característica de SAP2000 es su interfaz gráfica, herramienta potente y amigable. Dispone también de herramientas para visualización en 3D. Sin embargo, esta cualidad implica quizás un menor control y menores posibilidades que otros programas. Se puede afirmar que SAP2000 es un programa muy intuitivo y sencillo, fácil de manejar, pero que no ofrece tantas posibilidades de análisis.

Otra característica propia de SAP2000 que no tienen otros programas de elementos finitos avanzados como ADINA o ABAQUS es la capacidad para diseñar secciones. Para ello dispone de varias normas, entre ellas los EUROCÓDIGOS, aunque no consta de la instrucción española EHE, por lo que su utilidad es bastante limitada.

Existen tres distribuciones de SAP2000:

- SAP2000: La distribución básica. Como tipo de elementos sólo incluye vigas 2D y 3D, barras articuladas, y láminas.



- SAP2000 Plus: Además de todas las posibilidades de SAP2000, incluye más tipos de elementos, como elementos geométricos planos o sólidos 3D, y posibilidades de realizar análisis de historias temporales.
- SAP2000 Non-linear: La más avanzada, puede además realizar análisis no lineales, como plasticidad.
- SAP2000 Educational permite realizar algunas de estas posibilidades, pero muy limitado en el número de nodos (30 en la versión 7.0).

Una de las ventajas de SAP2000 es la facilidad con la que se pueden introducir mallas sencillas. Para ello lo mejor es definir un nuevo modelo en el que designaremos el grid de tal modo que todos los nodos de la malla se encuentren en sus intersecciones. Cuando la malla no es tan sencilla, se pueden introducir en formato .DXF, el cual se puede obtener con cualquier programa de diseño asistido por ordenador. También se pueden introducir los datos de los nodos a partir de hojas numéricas, por ejemplo de EXCEL.

Una vez establecida la malla, para un análisis sencillo, es necesario definir el tipo de sección, los tipos de carga (permanente, sobrecarga), las combinaciones de dichas cargas y los materiales. Luego se los asignamos a cada barra o nodo, y damos las condiciones de contorno (muelles, desplazamientos impuestos, empotramientos). Se ejecuta el modelo y se visualizan todos los datos. Se pueden imprimir ficheros de datos con los resultados, o directamente los gráficos.

2.2.3 ASIGNACIÓN DE LAS CARGAS DE DISEÑO

2.2.3.1 ASIGNACIÓN DE LA CARGA MUERTA

Se asigno como carga muerta los valores del peso de la estructura de acuerdo a los materiales ingresados y a las secciones.

Como carga muerta también se estableció el peso del tanque, igual con parámetros de secciones y diseño en el programa mismo.

2.2.3.2 ASIGNACIÓN DE LA CARGA VIVA

Se asigno como carga viva el valor de: 18000 Kg.



2.2.3.3 ASIGNACIÓN DE LA CARGA DE SISMO

Se asigno como carga de sismo el valor 283.000 Kg. en la parte más alta de la torre.

2.2.3.4 ASIGNACIÓN DE LA CARGA DE VIENTO

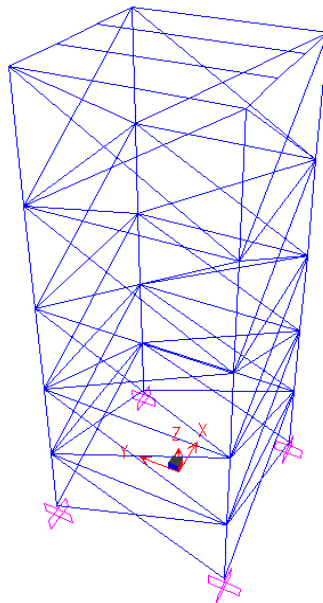
Los elementos estructurales escogidos para la modelación son ángulos de 50*50*3mm y para elementos diagonales de 20*20*2mm

Resultando las fuerzas distribuidas para estos elementos las siguientes:

$$F1= 30 \text{ Kg/m}^2 * 0.05\text{m} = 1.5 \text{ Kg/m}$$

$$F2=30 \text{ Kg/m}^2 * 0.02\text{m} = 0.6\text{Kg/m}$$

La modelación de la estructura en el programa se representa en el siguiente grafico:



Dicha modelación fue establecida mediante combinaciones de carga ya anteriormente detalladas.

La modelación nos permite ver todos los esfuerzos para el diseño.

Autores: Esteban Andrés Amoroso Castro.

Martin Sebastián Urgilez Gonzalez.



CAPITULO 3.

3. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS

3.1 DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A TENSIÓN, PANDEO LATERAL Y FUERZAS CORTANTES

3.1.1 ESPECIFICACIONES AISI UTILIZADAS

3.1.1.1 ANCHOS EFECTIVOS DE ELEMENTOS RIGIDIZADOS

Elementos rigidizados uniformemente comprimidos

Determinación de la capacidad de carga:

El ancho efectivo, b , se debe determinar utilizando las siguientes ecuaciones:

$$b = w \rightarrow \lambda \leq 0,673 \quad b = \rho w \rightarrow \lambda > 0,673$$

Donde:

w = Ancho plano

$$\rho = \frac{\left(1 - \frac{0,22}{\lambda}\right)}{\lambda}$$

λ = factor de esbeltez que se determina de la siguiente manera:

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{w}{t}\right) \sqrt{\frac{F}{E}}$$

Donde:

t = Espesor de los elementos rigidizados uniformemente comprimidos

E = Módulo de Elasticidad.

K = Coeficiente de pandeo de placas.

F = Se calcula de la siguiente manera

Para los miembros flexados:

(1) Si se utiliza el Procedimiento I de la Sección C3.1.1:

Cuando en el elemento considerado la fluencia inicial es en compresión, $F = F_y$. Cuando la fluencia inicial es en tracción, la tensión de compresión, F , en el elemento considerado se debe determinar en base a la sección efectiva en M_y (momento que provoca la fluencia inicial).

(2) Si se utiliza el procedimiento II de la Sección C3.1.1, f es la tensión en el elemento considerado en M_n determinada en base a la sección efectiva.

(3) Si se utiliza la Sección C3.1.2, f es la tensión M_c/S_f de acuerdo con lo descrito en dicha Sección al determinar S_c . En el caso de los miembros comprimidos, F se toma igual a F_n de acuerdo con lo determinado en las Secciones C4 o D4.1 según sea aplicable.

Autores: Esteban Andrés Amoroso Castro.

Martin Sebastián Urgilez Gonzalez.



3.1.1.2 ALMAS Y ELEMENTOS RIGIDIZADOS CON GRADIENTE DE TENSIONES

(a) Determinación de la capacidad de carga

Los anchos efectivos, b_1 y b_2 , como se ilustra en la Figura B2.3-1, se deben determinar utilizando las siguientes ecuaciones:

$$\text{Para } \Psi \leq -0,236 \quad b_1 = b_e / (3 - \Psi)$$

$$b_2 = b_e / 2$$

$b_1 + b_2$ no debe ser mayor que la porción comprimida del alma calculada en base a la sección efectiva

$$\text{Para } \Psi > -0,236 \quad b_2 = b_e - b_1$$

Donde:

b_e = Ancho efectivo b determinado de acuerdo con la Sección B2.1 sustituyendo

f_1 por f y determinando k de la siguiente manera:

$$k = 4 + 2(1 - \Psi)^3 + 2(1 - \Psi)$$

$$\Psi = f_2 / f_1$$

f_1, f_2 = Tensiones ilustradas en la Figura B2.3-1 calculadas en base a la sección efectiva.

f_1 es compresión (+) y f_2 puede ser tracción (-) o compresión (+). En caso que tanto f_1 como f_2 sean compresión, $f_1 \geq f_2$.

(b) Determinación de la deflexión:

Los anchos efectivos utilizados para calcular las deflexiones se deben determinar de acuerdo con la Sección B2.3a, excepto que f_{d1} y f_{d2} se sustituyen por f_1 y f_2 , siendo f_{d1} y f_{d2} las tensiones calculadas f_1 y f_2 como se muestra en la Figura B2.3-1 basadas en la sección efectiva a la carga para la cual se determinan las deflexiones.

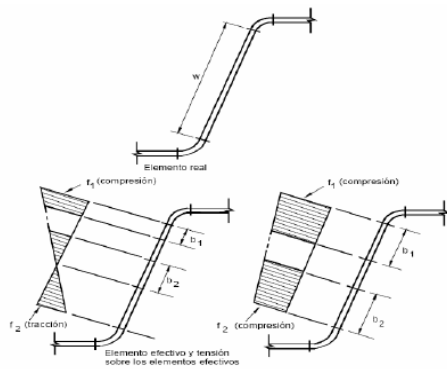


Figura B2.3-1 Elementos rigidizados con gradiente de tensiones

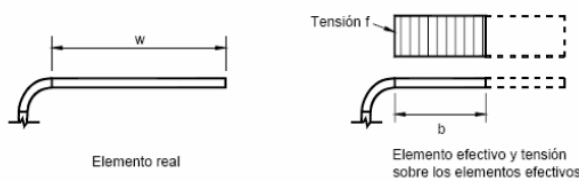


Figura B3.1-1 Elemento no rigidizado con compresión uniforme

3.1.1.3 ANCHOS EFECTIVOS DE LOS ELEMENTOS NO RIGIDIZADOS

Elementos no rigidizados uniformemente comprimidos

Determinación de la capacidad de carga.

El ancho efectivo se debe determinar de acuerdo a la sección B2.1a excepto que k se debe tomar igual a **0,43** y w como se define en la figura B3.1-1.

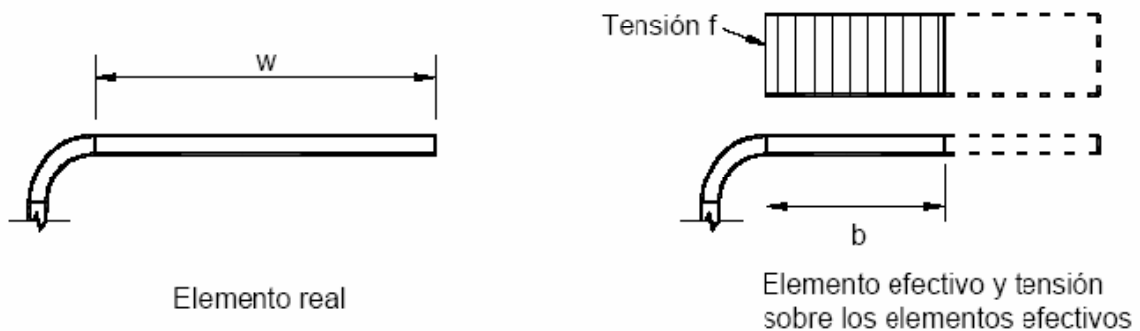


Figura B3.1-1 Elemento no rigidizado con compresión uniforme



3.1.1.4 ANCHOS EFECTIVOS DE LOS ELEMENTOS CON UN RIGIDIZADOR INTERMEDIO O UN RIGIDIZADOR DE BORDE

En esta sección se utiliza la siguiente notación: $S = 1,28 E f$

k = Coeficiente de pandeo.

d, w, D = Dimensiones definidas en la Figura B4-2.

d_s = Ancho efectivo reducido del rigidizador de acuerdo con lo especificado en esta sección. d_s , calculado de acuerdo con la Sección B4.2, se debe utilizar para calcular las propiedades de la sección efectiva total (ver Figura B4-2).

d'_s = Ancho efectivo del rigidizador calculado de acuerdo con la Sección B3.1 (ver Figura B4-2)

$C1, C2$ = Coeficientes definidos en la Figura B4-2.

A_s = Superficie reducida del rigidizador de acuerdo con lo especificado en esta sección. A_s se debe utilizar para calcular las propiedades de la sección efectiva total. Se debe considerar que el baricentro del rigidizador está ubicado en el baricentro de la superficie total del rigidizador. I_a = Momento de inercia adecuado del rigidizador, de manera que cada elemento componente se comporte como un elemento rigidizado.

I_s, A'_s = Momento de inercia de la sección total del rigidizador respecto a su propio eje baricéntrico paralelo al elemento a rigidizar, y superficie efectiva del rigidizador, respectivamente.

Para los rigidizadores de borde, la esquina redondeada entre el rigidizador y el elemento

a rigidizar no se debe considerar parte del rigidizador.

Para el rigidizador ilustrado en la Figura B4-2:

$$I_s = \frac{(d^3 t \text{sen}^2 \theta)}{12} \quad A'_s = d'_s t$$

3.1.1.5 ELEMENTOS UNIFORMEMENTE COMPRIMIDOS CON UN RIGIDIZADOR DE BORDE

Determinación de la resistencia:

Caso I: Para $w/t \leq S/3$

$I_a=0$ (no se requiere rigidizador de borde)

$b=w$

$d_s=d'_s$ para labio rigidizador simple

$A_s=A'_s$ para rigidizadores de otras formas

Caso II: Para $S/3 < w/t < S$



$$\frac{I_a}{t^4} = 399 \left\{ \left[\frac{\left(\frac{w}{t}\right)}{S} \right] - \sqrt{\frac{Ku}{4}} \right\}^3$$

$$n=1/2$$

$$C2=Is/Ia \leq 1$$

$$C1=2-C2$$

b: se debe calcular de acuerdo con la Sección B2.1 donde:

$$k = C_2^n (Ka - Ku) + Ku$$

$$Ku= 0,43$$

labio rigidizador simple con $1400 \geq \theta \geq 400$ Y $D/w \leq 0,8$ siendo θ como se muestra

$$Ka= 5,25 - 5(D/w) \leq 4$$

$$ds=C2d's$$

Para rigidizadores de otras formas:

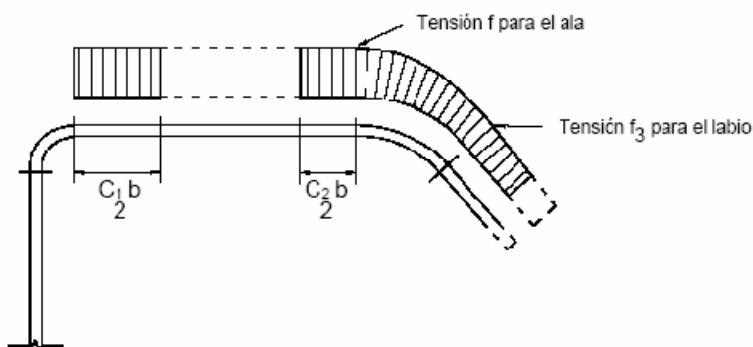
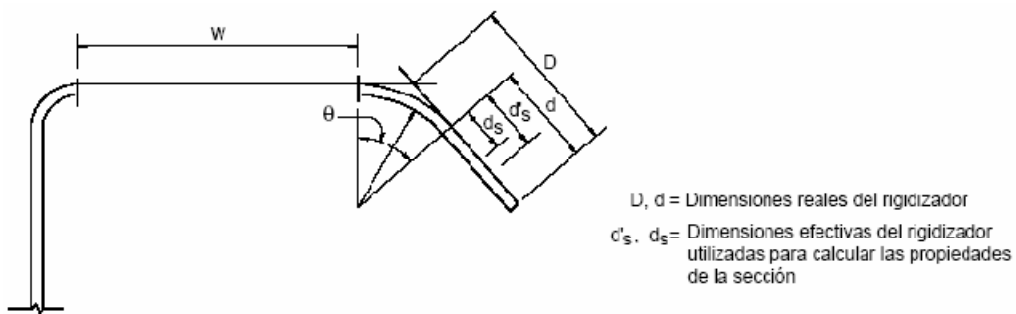
$$Ka=4$$

$$As=C2A's$$

Caso III: Para $w/t \geq S$

$$I_a / t^4 = [115(w/t)/ S] + 5$$

C1, C2, b, k, ds, As se calculan de acuerdo con el caso II con $n=1/3$



Elemento efectivo y tensión sobre el elemento efectivo y rigidizador

Figura B4-2 Elementos con rigidizador de borde

3.1.2 MIEMBROS FLEXIONADOS:

3.1.2.1 RESISTENCIA PARA FLEXIÓN EXCLUSIVAMENTE

La resistencia nominal a la flexión, M_n , debe ser el menor de los valores calculados de acuerdo con las secciones C3.1.1, C3.1.2, C3.1.3, C3.1.4 cuando corresponda.

3.1.2.2 RESISTENCIA NOMINAL DE LA SECCIÓN

La resistencia nominal a la flexión, M_n , se debe calcular ya sea en base a la iniciación de la fluencia en la sección efectiva (procedimiento I) o en base a la capacidad de reserva inelástica (Procedimiento II) según corresponda.

Para secciones con alas comprimidas rigidizadas o parcialmente rigidizadas
 $\phi_b = 0,95$ (LRFD)

Para secciones con alas comprimidas no rigidizadas.
 $\phi_b = 0,90$ (LRFD)



(a) Procedimiento I: En base a la iniciación de la fluencia, El momento de la fluencia afectiva en base a la resistencia de la sección, M_n , se debe determinar de la siguiente manera:

$$M_n = S_e * F_y$$

Donde

F_y = Tensión de fluencia de cálculo de acuerdo con lo determinado en la sección A7.1

S_e = Módulo elástico de la sección efectiva calculado con la fibra extrema comprimida o traccionada a F_y .

3.1.2.3 RESISTENCIA AL PANDEO LATERAL

La resistencia nominal de los segmentos sin arrostramiento lateral de las secciones con simetría doble y simetría puntual sujetas a pandeo lateral, M_n , se debe calcular de la siguiente manera.

$$M_n = S_c \frac{M_c}{S_f} \quad \phi_b = 0,90 \text{ (LRFD)}$$

S_f = Módulo elástico de la sección total, no reducida, calculada para la fibra extrema comprimida.

S_c = Módulo elástico de la sección efectiva calculado para una tensión M_c/S_f en la fibra extrema comprimida.

M_c = Momento crítico calculado de la siguiente manera:

Para $M_e \geq 2,78M_y$

$$M_c = M_y$$

Para $2,78M_y > M_e > 0,56M_y$

$$M_c = \frac{10}{9} M_y \left(1 - \frac{10M_y}{36M_e} \right)$$

Para $M_e \leq 0,56M_y$

$$M_c = M_e$$

Donde:

M_y = Momento que provoca la fluencia inicial en la fibra comprimida extrema de la totalidad de la sección.

$$M_y = S_y * F_y$$

Para secciones I, Z, C:

$$M_e = \frac{\pi^2 * C_b * d * I_{yc}}{L^2} \quad I_{yc} = \frac{I_y}{2}$$



3.1.2.4 RESISTENCIA PARA CORTANTE EXCLUSIVAMENTE

La resistencia nominal al corte, V_n , en cualesquier sección se debe calcular de la siguiente manera:

(a) Para $h/t \leq 0,96\sqrt{Ek_v/F_y}$

$$V_n = 0,60F_y h t$$

$$\phi_v = 1,0(LRFD)$$

(b) Para $0,96\sqrt{Ek_v/F_y} < h/t \leq 1,415\sqrt{Ek_v/F_y}$

$$V_n = 0,64t^2 \sqrt{k_v F_y E}$$

$$\phi_v = 0,90(LRFD)$$

(c) Para $h/t > 1,415\sqrt{Ek_v/F_y}$

$$V_n = \frac{\pi^2 Ek_v t^3}{12(1-u^2)h}$$

$$\phi_v = 0,90(LRFD)$$

Donde:

V_n = resistencia nominal al corte de la viga

t = Espesor del alma

h = Profundidad de la porción plana del alma medida a lo largo del plano del alma

K_v = Coeficiente de pandeo por corte determinado de la siguiente manera:

- Para almas no reforzadas, $k_v = 5,34$
- Para almas de vigas con rigidizadores transversales que satisfacen los requerimientos de la sección B6

Cuando $a/h \leq 1$

$$k_v = 4 + \frac{5,34}{(a/h)^2}$$

Cuando $a/h > 1$

$$k_v = 5,34 + \frac{4}{(a/h)^2}$$

Cuando $a/h > 3$

$$k_v = 5,34$$

Donde:

a = Longitud del panel de corte en el caso de elementos de almas no reforzadas.



a = Distancia libre entre rigidizadores transversales en el caso de elementos con almas no reforzadas.

Para un alma compuesta por dos o más planchas, cada plancha se debe considerar como un elemento independiente que soporta su parte del esfuerzo de corte.

3.1.3 RESISTENCIA PARA LA FLEXIÓN Y CORTE

Método LRFD

Para vigas con almas no reforzadas, la resistencia flexional requerida, M_u , y la resistencia al corte requerido, V_u , debe satisfacer las siguientes ecuaciones de interacción:

$$\left(\frac{M_u}{\phi_b M_{nxo}} \right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi_v V_n} \right)^2 \leq 1$$

Para vigas con rigidizadores transversales en las almas, la resistencia flexional requerida, M_u , y la resistencia al corte requerido, V_u , no debe ser mayor que $\phi_b M_n$ y $\phi_v V_n$ respectivamente.

Si se cumple:

$$\frac{M_u}{\phi_b M_{nxo}} > 0,5 \quad y \quad \frac{V_u}{\phi_v V_n}$$

M_u y V_u deben satisfacer la siguiente ecuación de interacción:

Donde:

$$0,6 \left(\frac{M_u}{\phi_b M_{nxo}} \right) + \left(\frac{V_u}{\phi_v V_n} \right) \leq 1,3$$

ϕ_b =Factor de resistencia para flexión (Ver sección C3.1.1)

ϕ_v =Factor de resistencia para corte (Ver sección C3.2)

M_n =Resistencia nominal a la flexión cuando solo existe flexión

M_{nxo} =Resistencia nominal a la flexión respecto al eje x baricéntrico, determinada de acuerdo a la Sección C3.1.1

V_n =Resistencia nominal al corte cuando solo existe el corte.



3.2 DISEÑO DE MIEMBROS SOMETIDOS A CARGA AXIAL Y FLEXOCOMPRESION

3.2.1 ESPECIFICACIONES AISI UTILIZADAS

3.2.1.1 MIEMBROS COMPRIMIDOS CON CARGA CONCENTRICA

Esta sección se aplica a miembros en los cuales la resultante de todas las cargas que actúan sobre el miembro es una carga axial que pasa a través del baricentro de la sección efectiva calculada a la tensión, F_n , definida de la siguiente manera:

- a) La Resistencia axial nominal, P_n , se debe calcular de la siguiente manera:

$$P_n = A_e * F_n$$
$$\Phi_c = 0,85 \text{ (LRFD)}$$

Donde

A_e = Superficie efectiva a la tensión F_n .

F_n se determina de la siguiente manera:

$$\text{Para } \lambda_c \leq 1,5 \quad F_n = (0,658^{\lambda_c^2}) F_y$$

$$\text{Para } \lambda_c > 1,5 \quad F_n = \left[\frac{0,877}{\lambda_c^2} \right] F_y$$

donde

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

F_e = la menor de las tensiones de pandeo elástico flexional, torsional y torsional flexional determinadas de acuerdo con las secciones C4.1 a C4.3

- b) Las secciones cargadas de forma concéntrica se deben diseñar para un momento flector adicional según lo especifica en las definiciones de M_x , M_y (ASD) o M_{ux} , M_{uy} (LRFD).
- c) Preferentemente la relación de esbeltez KL/r , de todos los miembros comprimidos no debe ser mayor que 200, excepto que, exclusivamente durante la construcción este valor no debe ser mayor a 300.

3.2.1.2 SECCIONES NO SOMETIDAS A PANDEO TORSIONAL NI A PANDEO FLEXIONAL.

En el caso de secciones con simetría doble, secciones cerradas y cualquier otra sección que se pueda demostrar que no esta a pandeo torsional ni a pandeo torsional flexional, la tensión de pandeo flexional elástico, F_e , se debe determinar de la siguiente manera:

Autores: Esteban Andrés Amoroso Castro.

Martin Sebastián Urgilez Gonzalez.



$$F_c = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$$

Donde

E = Módulo de elasticidad longitudinal

K = Factor de longitud efectiva

L = Longitud no arriostrada del miembro

r = Radio de giro de la sección transversal total no reducida.

Para obtener el valor del factor de longitud efectiva K, no basamos en los comentarios de la norma AISI, tabla C-C4-1, que se muestra a continuación:

La geometría de la columna deformada por pandeo se indica en línea de puntos	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valor de K recomendado cuando la estructura se aproxima a las condiciones ideales	0,65	0,80	1,2	1,0	2,10	2,0
Referencia de las condiciones de los extremos		Rotación impedida, traslación impedida				
	Rotación libre, traslación impedida					
	Rotación impedida, traslación libre					
	Rotación libre, traslación libre					



3.3 DISEÑO DE MIEMBROS TRACCIONADOS

Para los miembros cargados con tracción axial, la resistencia normal a la tracción, T_n , se debe determinar de la siguiente manera:

$$T_n = A_n F_y$$

$$\Phi_t = 0,95 \text{ LRFD}$$

Donde

T_n = Resistencia nominal del miembro cuando está traccionado.

A_n = Superficie neta de la sección transversal.

F_y = Tensión de fluencia de cálculo de acuerdo con lo determinado en la Sección A7.1

Para los miembros traccionados con conexiones abulonadas, la resistencia nominal a la tracción también estará limitada por la sección E3.2

3.4 DISEÑO DE CONEXIONES

3.4.1 ESPECIFICACIONES AISI UTILIZADAS

3.4.1.1 SOLDADURAS DE FILETE

Las soldaduras de filete cubiertas por esta Especificación se aplican a la soldadura de uniones en cualquier posición, ya sea:

- a) Plancha a plancha.
- b) Plancha a un miembro de acero de mayor espesor.

La resistencia nominal al corte, P_n , de una soldadura de filete se debe determinar de la siguiente manera:



Para carga longitudinal:

Para $L/t < 25$:

$$P_n = \left(1 - \frac{0,01L}{t}\right) tLF_u$$

$\Phi = 0,60$ (LRFD)

Para $L/t \geq 25$:

$P_n = 0,75tLF_u$

$\Phi = 0,55$ (LRFD)

(b) Para carga transversal:

$P_n = t \cdot L \cdot F_u$

$\Phi = 0,60$ (LRFD)

Donde:

t = valor menor entre t_1 ó t_2 , Figuras E2.4A y E2.4B

Además, para $t > 0,150$ in. (3,81 mm) la resistencia nominal determinada anteriormente no debe superar el siguiente valor de P_n :

$P_n = 0,75t_w L \cdot F_u$

$\Phi = 0,60$ (LRFD)

Donde

P_n = Resistencia nominal al corte de una soldadura de Filete

L = Longitud de la soldadura de filete

t_w = Garganta efectiva = $0,707w_1$ ó $0,707w_2$, cualquiera sea el que resulte menor. Estará permitida una mayor garganta efectiva si las mediciones muestran que con el procedimiento de soldadura a utilizar se obtienen mayores valores de t_w de manera consistente.

w_1 y w_2 = cantos de la soldadura (ver Figuras E2.4 y E2.4B). En las uniones solapadas $w_1 \leq t_1$.

F_u y F_{xx} se definen en la Sección E2.2.1.

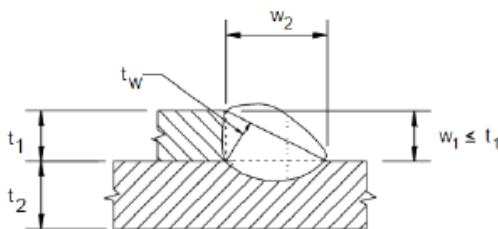


Figura E2.4A Soldaduras de filete - Unión solapada

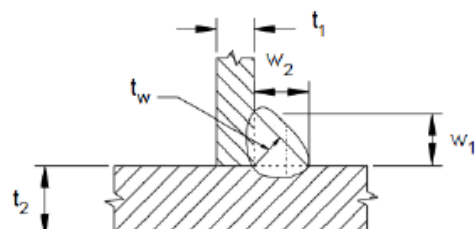


Figura E2.4B Soldaduras de filete - Unión en T



3.4.1.2 SOLDADURAS A TOPE

Área efectiva

Se debe considerar el área efectiva de las soldaduras de tope como la longitud de la soldadura por el espesor de la garganta efectiva.

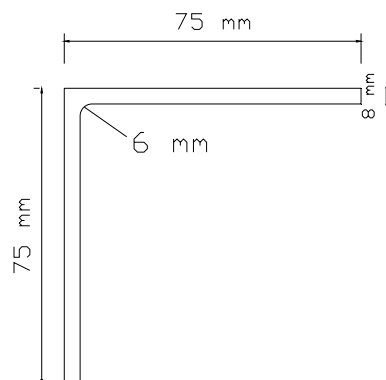
El espesor de la garganta efectiva de una soldadura de tope con junta de penetración completa (CJP) debe ser el espesor de la parte mas delgada conectada.

El tamaño de la soldadura efectiva para soldaduras de tope con bisel convexo, cuando se llena al nivel de la superficie de una barra redonda, del dobléz de 90 grados en una sección conformada o en un tubo rectangular, debe ser como se muestra en la tabla J2.2 a no ser que otras gargantas efectivas sean demostradas por ensayos. El tamaño efectivo de las soldaduras de tope con bisel convexo no llenado a ras deben ser como se muestra en la J2.2, menos la mayor dimensión perpendicular medida desde la línea de nivelado de la superficie del metal base hasta la superficie de soldadura.

Se permiten espesores de garganta efectiva mayores que los mostrados en la tabla J2.2 siempre que el fabricante pueda establecer por calificación la producción consistente de tales espesores mayores de garganta efectiva.

3.5 RESULTADOS DE LOS DISEÑOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

EL SIGUIENTE ÁNGULO ESTÁ DISEÑADO PARA LOS ELEMENTOS VERTICALES Y HORIZONTALES DE LA TORRE.





CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA SECCIÓN

Método lineal

1. Longitud del ala

$$L_{ala} = 75 - (t+r) = 75 - (6+8) = 61 \text{ mm}$$

$$L_{ala} = 6,1 \text{ cm}$$

2. Distancia del eje x-x a la línea central del ala

$$Y_{ala} = 70 - \frac{t}{2}$$

$$Y_{ala} = 70 - \frac{8}{2} = 66 \text{ mm}$$

$$Y_{ala} = 6,6 \text{ cm}$$

3. Cálculo de las propiedades de las esquinas a 90°

$$R = r + \frac{t}{2} = 6 + \frac{8}{2} = 10 \text{ mm} = 1 \text{ cm}$$

$$L_c = 1,57 R = 1,57(1) = 1,57 \text{ cm}$$

$$c = 0,637 R = 0,637(1) = 0,637 \text{ cm}$$

4. Longitud del alma

$$L_{alma} = 75 - (6 + 8) = 6,1 \text{ cm}$$

5. Distancia del eje x-x al centro de gravedad de las esquinas

$$Y = L_{alma} + c = 6,1 + 0,637$$

$$Y = 6,737 \text{ cm}$$

6. Cálculo de la longitud total de la sección

$$L = L_{ala} + L_{alma} + L_c$$

$$L = 6,1 + 6,1 + 1,57$$

$$L = 13,77 \text{ cm}$$

7. Cálculo del área de la sección

$$A = L_t * t$$

$$A = 13,77 * 0,8$$

$$A = 11,016 \text{ cm}^2$$



8. Cálculo del momento de inercia lineal I'_x

$$\begin{aligned}I'_x &= I'_{alzas} + I'_{alma} + I'_{esq} \\I'_{alzas} &= L_{alza}(Y_{alza})^2 = 6,1(6,6)^2 = 265,716 \text{ cm}^2 \\I'_{alma} &= 1/2(L_{alma})^3 = 1/2(6,1)^3 = 18,915 \text{ cm}^3 \\I'_{esq} &= L_c Y^2 = 1,57(6,737)^2 = 71,2578 \text{ cm}^3 \\I'_x &= 265,716 + 18,915 + 71,2578 = 355,88 \text{ cm}^3\end{aligned}$$

9. Momento de inercia

$$\begin{aligned}I_x &= I'_x * t \\I_x &= 355,88(0,8) \\I_x &= 284,711 \text{ cm}^4\end{aligned}$$

10. Módulo de la sección S_x

$$\begin{aligned}S_x &= \frac{I_x}{\frac{h}{2}} \\S_x &= \frac{284,722}{3,75} \\S_x &= 75,92 \text{ cm}^3\end{aligned}$$

RESUMEN DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS

$$A = 11,016 \text{ cm}^2 \quad I_x = 284,711 \text{ cm}^4 \quad S_x = 75,92 \text{ cm}^3$$

Cálculo de la relación W/t del ala en compresión

$$\begin{aligned}W &= 75 - (t + r) = 75 - (8 + 6) = 6,1 \text{ cm} \\ \frac{W}{t} &= \frac{6,1}{0,8} \\ \frac{W}{t} &= 7,625 \\ \lambda &= \frac{1,052}{\sqrt{k}} \left(\frac{W}{t} \right) \sqrt{\frac{F}{E}} \\ \therefore F &= 34,8 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \\ K &= 0,43 \text{ un extremo del ala unida al alma} \\ E &= 2 * 10^4 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}\end{aligned}$$

Remplazando los valores tenemos

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} (7,625) \sqrt{\frac{34,8}{2 * 10^4}} = 0,51026 \\ \lambda &= 0,51026 < 0,673 \\ \therefore & \text{ toda el area sera efectiva}\end{aligned}$$

Autores: Esteban Andrés Amoroso Castro.

Martin Sebastián Urgilez Gonzalez.



$$S_x = 75,92 \text{ cm}^2$$

Cálculo del momento flector nominal M_n .

$$M_n = S_x F_x$$

$$M_n = 75,92(34,8)$$

$$M_n = 2642,016 \text{ KN} * \text{cm}$$

$$\phi_f = 0,95$$

$$\phi_f M_n = 2509,91 \text{ KN} * \text{cm}$$

$$M_u \leq \phi_f M_n$$

$$2131,70 \leq 2509,91 \therefore \text{la sección resiste}$$

Cálculo de la fuerza cortante resistente $\phi_f V_n$

Cálculo de la relación ancho plano-espesor del alma $\left(\frac{h_a}{t}\right)$

$$h_a = 6,1 \text{ cm}$$

$$\frac{h_a}{t} = \frac{6,1}{0,8}$$

$$\frac{h_a}{t} = 7,625$$

Cálculo de la relación límite $\left(\frac{h_a}{t}\right)_{\text{límite}}$

$$\left(\frac{h_a}{t}\right)_{\text{límite}} = \sqrt{\frac{EK_v}{F_Y}}$$

$$E = 2 * \frac{10^4 \text{ KN}}{\text{cm}^2}$$

$$F_Y = \frac{34,8 \text{ KN}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{a}{h} = 1$$

$$K_v = 4 + \frac{5,34}{(1)^2}$$

$$K_v = 9,34$$

Remplazando los valores tenemos:

$$\left(\frac{h_a}{t}\right)_{\text{límite}} = \sqrt{\frac{2 * 10^4 (9,34)}{34,8}}$$

$$\left(\frac{h_a}{t}\right)_{\text{límite}} = 73,26$$

$$\left(\frac{h_a}{t}\right) \leq \left(\frac{h_a}{t}\right)_{\text{límite}}$$

De donde:

Autores: Esteban Andrés Amoroso Castro.

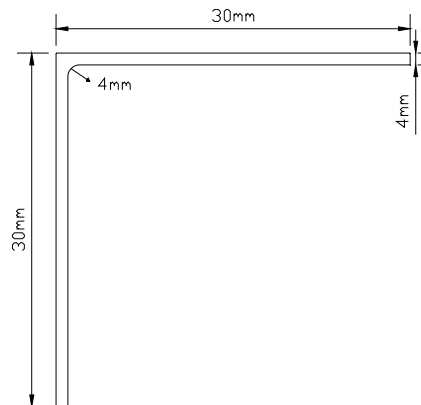
Martin Sebastián Urgilez Gonzalez.



$$\begin{aligned}V_n &= 0,6F_y(h_a)t \\V_n &= 0,6(34,8)(6,1)(0,8) \\V_n &= 101,89 \text{ KN} \\ \phi V_n &= 0,95 * 101,89 \\ \phi V_n &= 96,79 \text{ KN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_u &\leq \phi V_n \\8,83 \text{ KN} &\leq 96,79 \text{ KN} \quad \therefore \text{la sección resiste}\end{aligned}$$

EL SIGUIENTE ÁNGULO ESTÁ DISEÑADO PARA LOS ELEMENTOS DIAGONALES DE LA TORRE.



CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA SECCIÓN

Método lineal

1. Longitud del ala

$$\begin{aligned}L_{ala} &= 30 - (t+r) = 30 - (4+4) = 22 \text{ mm} \\L_{ala} &= 2,2 \text{ cm}\end{aligned}$$

2. Distancia del eje x-x a la línea central del ala

$$Y_{ala} = 30 - \frac{t}{2}$$

Autores: Esteban Andrés Amoroso Castro.

Martin Sebastián Urgilez Gonzalez.



$$Y_{ala} = 30 - \frac{4}{2} = 28 \text{ mm}$$

$$Y_{ala} = 2,8 \text{ cm}$$

3. Cálculo de las propiedades de las esquinas a 90°

$$R = r + \frac{t}{2} = 4 + \frac{4}{2} = 6 \text{ mm} = 0,6 \text{ cm}$$

$$L_c = 1,57 R = 1,57(0,6) = 0,942 \text{ cm}$$

$$c = 0,637 R = 0,637(0,6) = 0,3822 \text{ cm}$$

4. Longitud del alma

$$L_{alma} = 30 - (4 + 4) = 2,2 \text{ cm}$$

5. Distancia del eje x-x al centro de gravedad de las esquinas

$$Y = L_{alma} + c = 2,2 + 0,3822$$

$$Y = 2,5822 \text{ cm}$$

6. Cálculo de la longitud total de la sección

$$L = L_{ala} + L_{alma} + L_c$$

$$L = 2,2 + 2,2 + 0,942$$

$$L = 5,342 \text{ cm}$$

7. Cálculo del área de la sección

$$A = L_t * t$$

$$A = 5,342 * 0,4$$

$$A = 2,1368 \text{ cm}^2$$

8. Cálculo del momento de inercia lineal I'_x

$$I'_x = I'_{alas} + I'_{alma} + I'_{esq}$$

$$I'_{alas} = L_{ala}(Y_{ala})^2 = 2,2(2,8)^2 = 17,248 \text{ cm}^2$$

$$I'_{alma} = 1/12(L_{alma})^3 = 1/12(2,2)^3 = 0,88733 \text{ cm}^3$$

$$I'_{esq} = L_c Y^2 = 0,942(2,5822)^2 = 6,28 \text{ cm}^3$$

$$I'_x = 24,41 \text{ cm}^3$$

9. Momento de inercia

$$I_x = I'_x * t$$



$$I_x = 24,41(0,4)$$

$$I_x = 9,76 \text{ cm}^4$$

10. Módulo de la sección S_x

$$S_x = \frac{I_x}{\frac{h}{2}}$$

$$S_x = \frac{9,76}{1,5}$$

$$S_x = 6,511 \text{ cm}^3$$

Resumen de las propiedades mecánicas

$$A = 11,016 \text{ cm}^2 \quad I_x = 284,711 \text{ cm}^4 \quad S_x = 75,92 \text{ cm}^3$$

Cálculo de la relación W/t del ala en compresión

$$W = 30 - (t + r) = 30 - (4 + 4) = 2,2 \text{ cm}$$

$$\frac{W}{t} = \frac{2,2}{0,4}$$

$$\frac{W}{t} = 5,5$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} \left(\frac{W}{t} \right) \sqrt{\frac{F}{E}}$$

$$\therefore F = 34,8 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

$$K = 0,43 \text{ un extremo del ala unida al alma}$$

$$E = 2 * 10^4 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

Reemplazando los valores tenemos

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} (5,5) \sqrt{\frac{34,8}{2 * 10^4}} = 0,368$$

$$\lambda = 0,368 < 0,673$$

\therefore toda el area sera efectiva

$$S_x = 6,511 \text{ cm}^2$$

Cálculo del momento flector nominal M_n .

$$M_n = S_x F_x$$

$$M_n = 6,511(34,8)$$

$$M_n = 226,58 \text{ KN} * \text{cm}$$

$$\phi_f = 0,95$$



$$\phi_f M_n = 203,92 \text{ KN} * \text{ cm}$$

$$M_u \leq \phi_f M_n$$

$$97,22 \text{ Kg/m} \leq 207,914 \therefore \text{ la sección resiste}$$

Cálculo de la fuerza cortante resistente $\phi_f V_n$

Cálculo de la relación ancho plano-espesor del alma $\left(\frac{h_a}{t}\right)$

$$h_a = 2,2 \text{ cm}$$

$$\frac{h_a}{t} = \frac{2,2}{0,4}$$

$$\frac{h_a}{t} = 5,5$$

Cálculo de la relación límite $\left(\frac{h_a}{t}\right)_{\text{límite}}$

$$\left(\frac{h_a}{t}\right)_{\text{límite}} = \sqrt{\frac{EK_v}{F_Y}}$$

$$E = 2 * \frac{10^4 \text{ KN}}{\text{cm}^2}$$

$$F_Y = \frac{34,8 \text{ KN}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{a}{h} = 1$$

$$K_v = 4 + \frac{5,34}{(1)^2}$$

$$K_v = 9,34$$

Remplazando los valores tenemos:

$$\left(\frac{h_a}{t}\right)_{\text{límite}} = \sqrt{\frac{2 * 10^4 (9,34)}{34,8}}$$

$$\left(\frac{h_a}{t}\right)_{\text{límite}} = 73,26$$

$$\left(\frac{h_a}{t}\right) \leq \left(\frac{h_a}{t}\right)_{\text{límite}}$$

De donde:

$$V_n = 0,6 F_Y (h_a) t$$

$$V_n = 0,6 (34,8) (2,2) (0,4)$$

$$V_n = 18,37 \text{ KN}$$

$$\phi V_n = 0,95 * 18,37$$

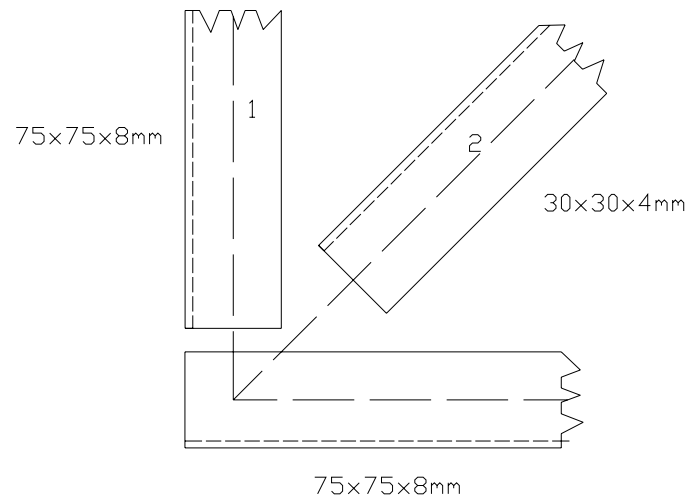
$$\phi V_n = 17,45 \text{ KN}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$0,4 \text{ KN} \leq 17,45 \text{ KN} \therefore \text{ la sección resiste}$$



DISEÑO DE UNA UNIÓN DE LA TORRE



Como los perfiles que llegan a la unión son doble angulares, el diseño se realiza solo para uno y considerando la mitad de la carga. Se hace esta simplificación de cálculo ya que los angulares se sueldan uno a cada lado de una placa, de tal forma que los resultados obtenidos para él un angular situado a un lado de la placa serán exactamente iguales para el que está al otro lado de la placa.

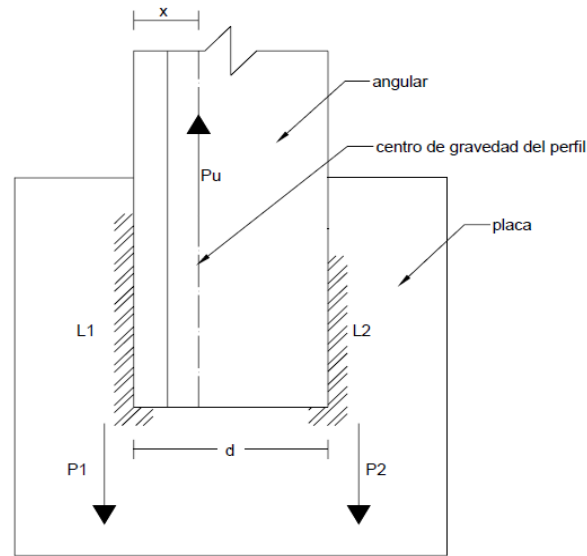
Tamaño máximo de soldadura $w = 3\text{mm}$. Según especificaciones LRDF-J2.2b

Tamaño de soldadura mínimo $w = 3\text{mm}$. Según tabla J2.4 especificaciones LRDF

Tamaño de suelda de diceno $w = 3\text{mm}$.

ELEMENTO GENERAL

*Autores: Esteban Andrés Amoroso Castro.
Martín Sebastián Urgilez González.*



PARA EL ELEMENTO 1

$$x = 2,17 \text{ cm}$$

$$d = 7,5 \text{ cm}$$

$$P = 115 \text{ KN}$$

$$Pu = \frac{115}{2} = 57,5 \text{ KN} \quad \text{Carga por cada angular}$$

$$t = 0,707 * w$$

$$t = 0,2121 \text{ cm}$$

$$\phi F_w = \phi(0,6 * ResistE60) * t$$

$$\phi F_w = 0,75 \left(0,6 * \frac{41,4 \text{ KN}}{\text{cm}^2} \right) * 0,2121 \text{ cm}$$

$$\phi F_w = 3,95 \text{ KN/cm}$$

Tomando momentos con respecto a L1 tenemos que:

$$Pu(x) - dP_2 = 0$$

$$\therefore P_2 = \frac{Pu(x)}{d}$$

$$P_2 = \frac{57,5 * (2,17)}{7,5}$$

$$P_2 = 16,64 \text{ KN}$$

$$P_1 = Pu - P_2$$

$$P_1 = 40,86 \text{ KN}$$

$$L_1 = \frac{P_1}{\phi F_w}$$

$$L_1 = \frac{40,86}{3,95}$$

$$L_1 = 10,34 \text{ cm}$$

$$L_2 = \frac{16,64}{3,95}$$



$$L_2 = 4,21 \text{ cm}$$

Remate mínimo = $2 * w$. Según especificaciones LRDF J2.2b pág.54

$$\text{Remate mínimo} = 2 * 0,3$$

$$\text{Remate mínimo} = 0,6 \text{ cm}$$

Longitud mínima de soldadura = $d - \text{remate}$. Según especificaciones LRDF-J2.2b pag.54

$$\text{Longitud mínima de soldadura} = 7,5 - 0,6$$

$$\text{Longitud mínima de soldadura} = 6,9 \text{ cm}$$

Debido a que la longitud de suelda L_2 calculada es menor a la longitud mínima recomendada por las especificaciones LRDF, se soldará en el un lado con $L_{s2} = 7 \text{ cm}$, y en el otro lado con $L_{s1} = 10,5 \text{ cm}$.

PARA EL ELEMENTO 2

$$x = 0,9 \text{ cm}$$

$$d = 3 \text{ cm}$$

$$P = 87 \text{ KN}$$

$$P_u = \frac{87}{2} = 43,5 \text{ KN} \quad \text{Carga por cada angular}$$

$$t = 0,707 * w$$

$$t = 0,2121 \text{ cm}$$

$$\phi F_w = \phi(0,6 * \text{ResistE60}) * t$$

$$\phi F_w = 0,75 \left(0,6 * \frac{41,4 \text{ KN}}{\text{cm}^2} \right) * 0,2121 \text{ cm}$$

$$\phi F_w = 3,95 \text{ KN/cm}$$

Tomando momentos con respecto a L_1 tenemos que:

$$P_u(x) - dP_2 = 0$$

$$\therefore P_2 = \frac{P_u(x)}{d}$$

$$P_2 = \frac{43,5 * (0,917)}{3}$$

$$P_2 = 13,05 \text{ KN}$$

$$P_1 = P_u - P_2$$

$$P_1 = 30,45 \text{ KN}$$

$$L_1 = \frac{P_1}{\phi F_w}$$

$$L_1 = \frac{30,45}{3,95}$$

$$L_1 = 7,70 \text{ cm}$$

$$L_2 = \frac{13,05}{3,95}$$

$$L_2 = 3,30 \text{ cm}$$

Remate mínimo = $2 * w$. Según especificaciones LRDF J2.2b pág.54



$$\text{Remate mínimo} = 2 * 0,3$$

$$\text{Remate mínimo} = 0,6 \text{ cm}$$

Longitud mínima de soldadura = $d - \text{remate}$. Según especificaciones LRDF-J2.2b pag.54

$$\text{Longitud mínima de soldadura} = 3 - 0,6$$

$$\text{Longitud mínima de soldadura} = 2,4 \text{ cm}$$

Debido a que las longitudes de suelda L1 y L2 calculadas son mayores a la longitud mínima recomendada por las especificaciones LRDF, se soldará en los lados del perfil con una longitud de soldadura $Ls1 = 7,71 \text{ cm}$ y $Ls2 = 3,30 \text{ cm}$

PARA EL ELEMENTO 3

$$x = 2,17 \text{ cm}$$

$$d = 7,5 \text{ cm}$$

$$P = 10 \text{ KN}$$

$$Pu = \frac{10}{2} = 5 \text{ KN} \quad \text{Carga por cada angular}$$

$$t = 0,707 * w$$

$$t = 0,2121 \text{ cm}$$

$$\phi F_w = \phi(0,6 * \text{ResistE60}) * t$$

$$\phi F_w = 0,75 \left(0,6 * \frac{41,4 \text{ KN}}{\text{cm}^2} \right) * 0,2121 \text{ cm}$$

$$\phi F_w = 3,95 \text{ KN/cm}$$

Tomando momentos con respecto a L1 tenemos que:

$$Pu(x) - dP_2 = 0$$

$$\therefore P_2 = \frac{Pu(x)}{d}$$

$$P_2 = \frac{5 * (2,17)}{7,5}$$

$$P_2 = 1,45 \text{ KN}$$

$$P_1 = P_u - P_2$$

$$P_1 = 3,55 \text{ KN}$$

$$L_1 = \frac{P_1}{\phi F_w}$$

$$L_1 = \frac{3,55}{3,95}$$

$$L_1 = 0,9 \text{ cm}$$

$$L_2 = \frac{1,45}{3,95}$$

$$L_2 = 0,4 \text{ cm}$$

Remate mínimo = $2 * w$. Según especificaciones LRDF J2.2b pág.54

$$\text{Remate mínimo} = 2 * 0,3$$

$$\text{Remate mínimo} = 0,6 \text{ cm}$$

Autores: Esteban Andrés Amoroso Castro.

Martin Sebastián Urgilez Gonzalez.



Longitud mínima de soldadura = $d - \text{remate}$. Según especificaciones LRDF-J2.2b pag.54

Longitud mínima de soldadura = $7,5 - 0,6$

Longitud mínima de soldadura = $6,9 \text{ cm}$

Debido a que las longitudes de suelda L1 y L2 calculadas son menores a la longitud mínima recomendada por las especificaciones LRDF, se soldará en ambos lados del perfil con una longitud de soldadura $L_s = 6,9 \text{ cm}$.



4. CONCLUSIONES

- En base de un análisis y diseño LRFD, se obtuvieron las dimensiones optimas de los elementos que conforman la torre para un depósito de agua, utilizando solamente el acero necesario y por lo tanto logrando que la estructura sea económica y resistente a todas las cargas actuantes.
- En el diseño de elementos estructurales y conexiones se respetaron las normas y códigos establecidos como el código ecuatoriano de la construcción, el AISI y el AISC.
- Se modelo la estructura mediante un Software programable (SAP 2000), y se verificaron los resultados con diseños manuales.
- Cada parte y componente de la torre diseñada esta analizado independientemente bajo consideraciones particulares en carga y diseño. Por lo que se garantiza su funcionamiento.



5. RECOMENDACIONES

- Buscar diferentes materiales que puedan ser empleados para diseñar cualquier estructura en base a diferentes características físico mecánicas según el material.
- Se puede establecer otra configuración y dimensionamiento para la estructura que se diseño en esta tesina.



6. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- American Institute of Steel Construction (AISC 2005).
- American Iron and Steel Institute (AISI 2001).
- Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-05)
- Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC Requisitos de Diseño 2001).
- Norma Española.
- Singer, Resistencia de Materiales.
- McComarc, J. Diseño de Estructuras de Acero. Metodo LRFD, 2002
- Manual para manejo del Software SAP2000.
- Copiados en clase de la Tutoría de “Estructuras de Acero”, para curso de grado 2010.