



Universidad de San Carlos de Guatemala  
Facultad de Ingeniería  
Escuela de Ingeniería Civil

## **DISEÑO Y CÁLCULO DE UNA PASARELA DE METAL**

**Erwin Estuardo Ovando Fernández**

Asesorado por el Ing. Edgar Fernando Valenzuela Villanueva

Guatemala, octubre de 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

## **DISEÑO Y CÁLCULO DE UNA PASARELA DE METAL**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

**ERWIN ESTUARDO OVANDO FERNÁNDEZ**

ASESORADO POR EL ING. EDGAR FERNANDO VALENZUELA VILLANUEVA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, OCTUBRE DE 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Juan Carlos Molina Jiménez
VOCAL V	Br. Mario Maldonado Muralles
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXÁMEN GENERAL PRIVADO**

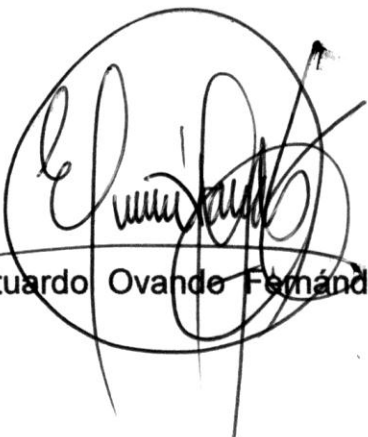
DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Byron Pivaral Albarizaes
EXAMINADOR	Ing. José Gabriel Ordoñez Morales
EXAMINADOR	Ing. Guillermo Melini Salguero
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

## HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

### DISEÑO Y CÁLCULO DE UNA PASARELA DE METAL

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 9 de octubre de 2008.



Erwin Estuardo Ovando Fernández



**FACULTAD DE INGENIERIA**

Ingeniero:

Ronald Estuardo Galindo Cabrera  
Coordinador del Área de Estructuras  
Escuela de Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería/USAC  
Presente

Ingeniero Galindo Cabrera.

Por este medio hago de su conocimiento que he asesorado el trabajo de graduación del estudiante universitario **Erwin Estuardo Ovando Fernández**, titulado:

**“DISEÑO Y CALCULO DE UNA PASARELA DE METAL”.**

Después de haber revisado y corregido dicho trabajo, considero que llena los requisitos para su aprobación final.

Sin otro particular, me suscribo de usted, cordialmente,

Atentamente,



Ing. Edgar Fernando Valenzuela Villanueva.

Asesor de Trabajo de Graduación



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,  
13 de julio de 2011

Ingeniero  
Hugo Leonel Montenegro Franco  
Director Escuela Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Universidad de San Carlos

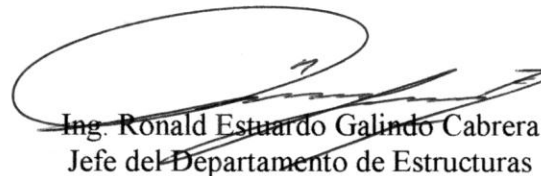
Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO Y CÁLCULO DE UNA PASARELA DE METAL**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Erwin Estuardo Ovando Fernández, quien contó con la asesoría del Ing. Edgar Fernando Valenzuela Villanueva.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

  
Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera  
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA  
DEPARTAMENTO  
DE  
ESTRUCTURAS  
USAC

/bbdeb.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
www.ingenieria-usac.edu.gt



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Ing. Edgar Fernando Valenzuela Villanueva y del Jefe del Departamento de Estructuras, Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera, al trabajo de graduación del estudiante Erwin Estuardo Ovando Fernández, titulado, DISEÑO Y CÁLCULO DE UNA PASARELA DE METAL, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

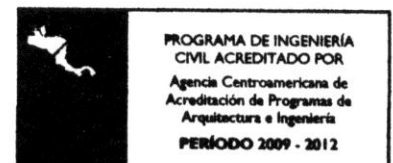
  
Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, octubre de 2011.

/bbdeb.

Más de 130 <sup>AÑOS</sup> de Trabajo Académico y Mejora Continua





El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO Y CÁLCULO DE UNA PASARELA DE METAL**, presentado por el estudiante universitario **ERWIN ESTUARDO OVANDO FERNÁNDEZ**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos  
Decano



Guatemala, octubre de 2011

/cc



## **ACTO QUE DEDICO A:**

- Mis padres** Marco Antonio y Rosa, como muestra de amor y respeto.
- Mi familia** Irma Yolanda, Ana Virginia y Cesia Eunice, siempre han estado en mi corazón, para amarlas.
- Mi abuela** Emilia Ovando, por toda su ayuda y bendiciones, que Dios la tenga en gloria.
- Mi hermano** Eddy Mynor, por los gratos momentos que compartimos en la vida, que Dios te tenga en gloria.
- Mis amigos** Gratitud especial a Lic. Hugo César Morales y Señora, Dr. Jaime Monteagudo, Ing. Guillermo Bianchi, Dr. Abel Morales y Señora, Sra. Estelita Cossío, Sr. Emilio Paz, Pastor Benjamín Cano, Lic. Marco Tulio Cajas, Lic. Guillermo Palma, Sr. Romeo de León, Ing. Edwin Gómez, Cnel. Ottoniel Fajardo M., Lic. Hugo Morales Van Hambur, Sra. Rosby de Castañeda, Sra. Estela Rojas de Batres, Sr. César Augusto Batres Rojas, grupo GEU.  
A todos ellos gracias por su valiosa ayuda.

## **AGRADECIMIENTOS A:**

- Dios** Por su inmenso amor, misericordia, y grandes bendiciones, que le han dado propósito a mi vida (Proverbios 3:5-6).
- Mi asesor** Ing. Edgar Fernando Valenzuela Villanueva, por su asesoría profesional, en el presente trabajo.
- Mis familiares** Tíos – papás, tías y primos, por sus consejos, orientación y ayuda, por apoyarme en todo momento.
- Mis catedráticos** Por su orientación y enseñanza; que me motivaron para seguir adelante y lograr este sueño.
- La Universidad de San Carlos** Por la formación académica universitaria que me brindó.
- Mi patria** Suelo sagrado que me vio nacer; lealtad y respeto.

# ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES .....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS .....	XI
GLOSARIO.....	XIII
RESUMEN.....	XXVII
OBJETIVOS.. ..	XXIX
INTRODUCCIÓN.....	XXXI
1. TIPOS DE ESTRUCTURAS Y CARGAS .....	1
1.1. Sistemas estructurales .....	1
1.2. Clasificación de las estructuras .....	2
1.2.1. Tirantes.....	2
1.2.2. Vigas.....	3
1.2.3. Uso de una viga de metal (viga tipo I o W).....	5
1.2.4. Columnas.....	7
2. ARMADURAS PARA UNA PASARELA .....	9
2.1. Definición de una pasarela .....	9
2.2. Tipos de estructura de una pasarela .....	9
2.2.1. Armaduras .....	9
2.3. Armadura plana.....	10
2.4. Otras características de las armaduras .....	13
2.4.1. Las características de un cable .....	13
2.4.2. Las características de un arco .....	14

3.	CARÁCTERÍSTICAS DE UNA ARMADURA DE ACERO .....	19
3.1.	Consideraciones en la construcción de una pasarela de metal .....	19
3.1.1.	Factibilidad .....	19
3.1.2.	Economía .....	19
3.1.3.	Optimización.....	19
3.1.4.	Integración.....	20
3.2.	Ejemplo de diseño geométrico de una pasarela de metal .....	20
3.3.	Ventajas del acero como parte estructural .....	21
3.3.1.	Alta resistencia .....	21
3.3.2.	Uniformidad .....	21
3.3.3.	Elasticidad .....	22
3.3.4.	Durabilidad .....	22
3.3.5.	Ductilidad.....	22
3.3.6.	Tenacidad.....	23
3.4.	Desventajas del acero como material estructural .....	23
3.4.1.	Costo de mantenimiento .....	23
3.4.2.	Costo de protección contra el fuego .....	24
3.4.3.	Susceptibilidad al pandeo .....	24
3.4.4.	Fatiga .....	24
3.4.5.	Fractura frágil .....	25
4.	FORMAS Y PERFILES DE ACERO .....	27
4.1.	Historia de los primeros usos del hierro y del acero .....	27
4.2.	Perfiles del acero .....	29
4.3.	Formas y dimensiones del acero.....	30
4.4.	Formas de perfiles .....	32
4.4.1.	Vigas W .....	32
4.4.2.	Vigas I .....	35
4.4.3.	Perfil S.....	37

4.4.4.	Perfil M.....	38
4.4.5.	Perfil canal C.....	38
4.4.6.	Perfiles MC .....	39
4.4.7.	Perfiles L.....	39
4.4.8.	Perfiles T.....	40
4.4.9.	Perfiles de pilotes de punta (H P).....	41
4.5.	Ejemplos de formas y dimensiones del acero.....	44
4.6.	Relación esfuerzo – deformación del acero estructural .....	46
5.	DEFINICIÓN DE UNA PASARELA DE METAL .....	53
5.1.	Definición de un puente o viaducto.....	53
5.2.	Clasificación de los puentes .....	53
5.3.	Definición de una pasarela de metal o puente peatonal de metal...53	
5.4.	Parte de una pasarela de metal o puente peatonal de acero.....	54
6.	CARGAS QUE ACTUAN EN UNA PASARELA DE METAL.....	57
6.1.	Tipos de cargas.....	57
6.1.1.	Origen de las cargas gravitacionales.....	57
6.1.2.	Cargas de diseño .....	59
6.1.3.	Inicio del diseño de cargas de una pasarela de metal .....	60
6.1.4.	Tipos de carga de una pasarela de metal .....	60
6.1.5.	Cargas de ocupación o de uso.....	60
6.1.6.	Carga muerta .....	61
6.1.7.	Carga viva.....	62
6.1.8.	Cargas de impacto .....	62
6.1.9.	Cargas por lluvia .....	63
6.1.10.	Otras cargas .....	64
6.1.11.	Cargas laterales .....	66

6.1.12.	Sistema estructural en pasarela de metal .....	83
7.	ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA PASARELA DE METAL.....	85
7.1.	Diseño estructural .....	85
7.2.	Determinación de cargas de diseño .....	87
7.3.	Acero estructural .....	89
7.4.	Ejemplo de aplicación .....	93
7.4.1.	Cálculo de la superestructura .....	97
7.4.2.	Determinación y estabilidad de una armadura .....	108
7.4.3.	Cálculo de cercha tipo joist .....	109
7.4.4.	Diseño de una estructura de alma abierta tipo joist....	110
7.5.	Cálculo de columnas.....	117
7.5.1.	Resistencia básica de columnas .....	118
7.5.2.	Longitud efectiva.....	121
7.5.3.	Razones ancho/espesor .....	127
7.5.4.	Placa base para columnas.....	132
7.5.5.	Marcos contraventeados con conexiones simples ....	144
7.5.6.	Escaleras de acero y concreto reforzado .....	147
7.5.7.	Diseño por flexión .....	149
7.5.8.	Diseño por cortante .....	151
7.5.9.	Diseño por deflexión .....	153
7.5.10.	Calculando el momento flexionante máximo.....	153
7.5.11.	Clasificación de las soldaduras.....	160
7.5.12.	Simbología empleada en la soldadura .....	163
7.5.13.	Diseño de las soldaduras por el método del LRFD ...	165
7.6	Cálculo de la infra estructura.....	167
7.6.1.	Cálculo de la cimentación .....	167

CONCLUSIONES.....	175
RECOMENDACIONES.....	181
BIBLIOGRAFÍA.....	185
ANEXO.....	187





## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

### FIGURAS

1.	Secciones transversales típicas .....	2
2.	Vigas longitudinales con diferentes apoyos .....	3
3.	Partes de una viga de metal .....	4
4.	Secciones transversales de una viga .....	5
5.	Sección transversal de viga armada .....	6
6.	Empalme con placa atornillada .....	7
7.	Columna flexo comprimida.....	8
8.	Junta de platina de unión .....	10
9.	Armadura de un puente .....	11
10.	Armadura de una pasarela de metal .....	12
11.	Cargas de compresión y tensión de una pasarela .....	13
12.	Cables que soportan sus cargas de tensión.....	14
13.	Los arcos soportan sus cargas en compresión .....	15
14.	Ejemplo de varias formas de bóvedas .....	16
15.	Marco rígido.....	17
16.	Perfiles laminados de acero .....	32
17.	Vigas de patín ancho (Viga – W).....	34
18.	Viga I .....	36
19.	Viga estándar americana (S) .....	37
20.	Perfil canal C .....	39
21.	Perfiles angulares en L .....	40
22.	Perfil estructural T.....	41
23.	Pilote de punta (Viga - HP) .....	42
24.	Perfiles doblados en frío.....	46
25.	Diag. Esf. – Def. De un acero c/ bajo contenido de carbono .....	47

26.	Diag. Esf. – Def. Característico de un acero frágil .....	50
27.	Pasarela peatonal .....	55
28.	Velocidad del viento .....	67
29.	Empuje de tierra activo.....	78
30.	Empuje de tierra pasivo.....	79
31.	Diagrama de carga.....	94
32.	Diagrama de corte.....	95
33.	Diagrama de momento máximo.....	96
34.	Isométrico de la pista peatonal .....	96
35.	Elevación del pasamano de la pasarela .....	111
36.	Sección triangular.....	112
37.	Carga de pandeo de una columna.....	119
38.	Nomogramas de columnas en pórticos continuos .....	123
39.	Tipos de fallas en columnas .....	124
40.	Planta de la pista de caminamiento .....	127
41.	Placa base de columnas .....	134
42.	Elevación de placa base, según AISC – LRFD.....	135
43.	Planta y elevación de placa base, según AISC – LRFD .....	138
44.	Planta de detalle de platina .....	139
45.	Detalle de arriostramiento .....	146
46.	Detalle de uniones soldadas.....	155
47.	Elementos del proceso de soldadura.....	156
48.	Soldadura de ranura de penetración .....	160
49.	Clasificación de las soldaduras por su posición.....	162
50.	Posición de tipos de juntas de soldadura .....	162
51.	Símbolos estándar de juntas soldadas .....	164
52.	Planta de la cimentación .....	170
53.	Planta y elevación de la zapata y columna .....	174

## TABLAS

I.	División de zona sísmica de Guatemala .....	72
II.	Coeficientes de riesgo sísmico.....	72
III.	Factor de importancia de una estructura.....	73
IV.	Factor K para edificios y otras estructuras .....	74
V.	Propiedades de aceros estructurales.....	91
VI.	Valores de K para columnas aisladas.....	122
VII.	Huellas para diseño de escaleras.....	148



## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>
<b>A</b>	Ancho en pies
<b>As</b>	Área de acero
<b><math>\Delta T</math></b>	Cambio de temperatura
<b>d</b>	Peralte efectivo, en pies o metros
<b>Q</b>	Carga de viento por unidad de superficie
<b>P</b>	Carga viva (cv) en libras/pie <sup>2</sup>
<b><math>\infty</math></b>	Coefficiente de expansión térmica
<b><math>\epsilon</math></b>	Deformación unitaria
<b>F<sub>y</sub></b>	Esfuerzo de fluencia del acero en libras/pulgada <sup>2</sup>
<b>f<sub>c</sub></b>	Esfuerzo de ruptura del concreto en libras/pulgada <sup>2</sup>
<b>I</b>	Impacto en porcentaje (máximo 30%)
<b>L</b>	Longitud para producir el máximo esfuerzo, en pies
<b><math>\alpha</math></b>	Potencia de la relación Z/Za
<b>Va</b>	Corte actuante, en kilogramos
<b>Vac</b>	Corte admisible, en kilogramos/centímetro <sup>2</sup>
<b>Vc</b>	Esfuerzo de corte, en kilogramos/centímetro <sup>2</sup>

<b>Vz</b>	Velocidad a una altura z
<b>VZ</b>	Velocidad de diseño con viento
<b>q min</b>	Cuantías de acero mínimo
<b>q max</b>	Cuantías de acero máximo

## GLOSARIO

<b>Acero de alta resistencia</b>	Representa uno de los primeros usos del acero, cuya $F_y$ varía de 50 a 55 Kip/pulgada. <sup>2</sup> en los EE.UU.
<b>Acero estructural</b>	Son los miembros de acero cuyas propiedades mecánicas describen su resistencia, ductilidad y otras cualidades en términos del comportamiento en una prueba de tensión simple; es acero del resultado de la aleación, carbono y pequeñas cantidades de otros elementos como silicio, fósforo, azufre, y oxígeno, que se le tributan características específicas, su límite de fluencia es aproximadamente 250 Mega pascales o 2 549 Kilogramo/centímetro <sup>2</sup> .
<b>Ahusado</b>	Característica de las armaduras tipo I diseñadas como <i>American Standard</i> , en donde el patín en la parte inferior pegado al alma, posee % de pendiente de 16 $\frac{2}{3}$ .
<b>Alabeo</b>	Es la deformación que experimenta una estructura al encorvarse por una fuerza de inflexión.

<b>Análisis</b>	Es la aplicación de desarrollar métodos que permitan basar el estudio de una estructura en conjunto, sujeto a sus acciones y reacciones, en el comportamiento de sus distintas partes o elementos.
<b>Análisis estructural</b>	Es la determinación de las fuerzas y deformaciones que se producen en una estructura, debido a la aplicación de cargas.
<b>Armadura</b>	Pieza o conjunto de piezas unidas unas con otras, sobre la que se coloca una cubierta o techo y que actúa como una viga de gran tamaño. Son también un conjunto de elementos lineales arreglados en forma o combinación de triángulos, para dar lugar a una estructura rígida y plana.
<b>Arrabio</b>	Es el acero producido en la primera fusión por la refinación de mineral de hierro junto al oxígeno, coque y piedra caliza, se obtiene en un horno de alta temperatura a los 1650°C formando placas y diversos perfiles estructurales como barras redondas, cuadradas y tubos.
<b>Arriostrar</b>	Es colocar piezas de forma oblicua para dar estabilidad y que no se deforme una estructura.
<b>Carga axial</b>	Carga aplicada en el eje longitudinal de un elemento.



<b>Cargas muertas</b>	Son cargas de magnitud constante, que permanecen en un mismo lugar; consta del peso propio de la estructura y de otras cargas que son permanentemente unidas a ellas, ejemplo: paredes, pisos, tuberías de instalaciones, está representada como c.m.
<b>Cargas vivas</b>	Son cargas que pueden cambiar en magnitud y posición; las cargas que se mueven con su propia fuente de energía como las personas y cargas que puedan ser movidas como el mobiliario, representada como c.v.
<b>Compresión</b>	Acción por la cual, las fuerzas axiales aplicadas a un elemento, producen una fuerza que tiende a acortarlo.
<b>Costaneras</b>	Son miembros estructurales que trabajan a corte y flexión; o también que soportan el peso de una cubierta y su carga viva.
<b>Contraventeo</b>	Llamado también miembro contraladeo, es un elemento diagonal que permite arriostrar una estructura contra fuerzas laterales.
<b>Cortante</b>	Existe un esfuerzo cortante, cuando dos fuerzas actúan sobre un cuerpo en direcciones opuestas pero en diferentes líneas de acción.

<b>Crujía</b>	Es el espacio entre marcos adyacentes de una estructura, unidas entre sí por un arriostramiento diagonal, para mantener rigidez en la estructura.
<b>Deformación</b>	Este fenómeno se da cuando una fuerza actúa sobre un cuerpo, ocasionando un cambio de forma o de tamaño.
<b>Deflexión</b>	Deformación de los elementos estructurales, que se presenta en forma de curvatura, a lo largo del eje longitudinal, por una fuerza de carga.
<b>Diseño estructural</b>	Trata del dimensionamiento de las estructuras y sus componentes, para que soporten satisfactoriamente las cargas colocadas sobre ella, para que cumpla las funciones que está destinada a desempeñar.
<b>Ductilidad</b>	De dúctil, propiedad de algunos materiales, que consiste en soportar grandes deformaciones plásticas, antes de su falla; respecto al acero, es la capacidad que tiene de deformarse sustancialmente ya sea a tensión o compresión antes de fallar.
<b>Elasticidad</b>	Es la capacidad que posee un metal para recobrar su forma original después de ser cargado y descargado.

<b>Equilibrio</b>	Es el requisito más fundamental que toda estructura debe cumplir; se define como el estado de un sistema, donde la resultante de las fuerzas actuantes son iguales a cero (0) matemáticamente el equilibrio puede expresarse, utilizando las ecuaciones básicas de la estática en dos y tres dimensiones.
<b>Esfuerzo</b>	En un cuerpo, es la resistencia interna que presenta a la acción de una fuerza externa.
<b>Esfuerzo unitario</b>	Es el cociente que resulta de dividir una carga o fuerza externa P dentro de una área de la sección transversal de un elemento; se expresa $f = P/A$ . Es un principio fundamental que da a conocer que los esfuerzos están distribuidos uniformemente.
<b>Estabilidad</b>	Es la capacidad de una estructura de resistir la acción de las cargas verticales, horizontales y de otro tipo, manteniendo las condiciones de equilibrio.
<b>Estado límite</b>	Es una condición que representa un límite de utilidad estructural más allá de la cual la estructura deja de cumplir con una función proyectada; puede también representar el colapso real de una estructura o parte de ella por fractura o inestabilidad.

**Estructura**

Es el ordenamiento de un conjunto o sistema de elementos encargados de resistir los efectos de las fuerzas externas de un cuerpo físico y/o combinados en una forma ordenada, para cumplir con una función dada, como ejemplo: salvar una longitud.

**Estructura reticular**

Es una armadura, o estructura de barras rectas interconectadas en nudos formando triángulos planos; su ventaja es que las barras trabajan primordialmente a compresión y tensión presentando comparativamente flexiones pequeñas; las uniones pueden ser articuladas o rígidas.

**Excentricidad**

Es la distancia comprendida entre el centro de masa y el centro de rigidez de una estructura.

**Factor de seguridad**

Es la relación que existe entre la resistencia última del material y el esfuerzo unitario; un ejemplo es: si tenemos una barra de acero forjado, que forma parte de una armadura, que tiene un esfuerzo real unitario de tensión de 9 600 Lb/Pulg<sup>2</sup> y la resistencia última del material es de 48 000 Lb/Pulg<sup>2</sup> de donde:  $F.S. = 48\ 000\ \text{Lb/Pulg}^2 \div 9\ 600\ \text{Lb/Pulg}^2 = 5$  (un factor de seguridad de 5). Los reglamentos de construcción especifican por lo general los esfuerzos unitarios permisibles que deben de usarse en el diseño, sin hacer referencia

a la resistencia última o a los factores de seguridad. Al proceso de encontrar el factor de seguridad se le llama revisión.

**Fatiga**

En un metal se presenta cuando se le aplica un esfuerzo en forma repetida por encima del límite de tenacidad a través de muchos ciclos de carga y descarga.

**Fuerza**

Es toda acción que produce un movimiento, torsión, o compresión; si una fuerza se encuentra en reposo, se deberá a la acción de otra fuerza que la mantiene sin movimiento.

**Flexión**

Tipo de deformación que presenta un elemento estructural, alargado en una dirección perpendicular a su eje longitudinal; la deformación se da en vigas, placas y láminas; al esfuerzo que provoca flexión se le denomina momento flector, y/o es una propiedad de algunos materiales que ceden a una fuerza o a un momento que actúa sobre ellos, sin falla o rotura.

**Inflexión**

Torcimiento de una pieza sólida, que se encontraba recta o plana, punto de una curva en el cual existe un cambio de sentido. Es sinónimo de alabeo, comba, pandeo.

**Ingeniería**

Es el arte de aplicar los conocimientos científicos a la invención; es la profesión que aplica los conocimientos y experiencias; mediante diseños, modelos y técnicas que resuelven problemas que afectan a la humanidad; con ayuda del conocimiento de las matemáticas y las ciencias naturales; se ha obtenido mediante estudio, experiencia, práctica, a la aplicación de poder desarrollar, mediante formas económicas, con materiales y fuerzas de la naturaleza, para beneficio de la humanidad y del medio ambiente, transformando las ideas en realidades. Su origen es latín que quiere decir ingenioso y da a entender la capacidad mental de la innovación; su término evolucionó para todas las áreas, en las que se utilizan técnicas de aplicación del método científico.

**Límite elástico**

Es el esfuerzo unitario, después del cual las deformaciones aumentan con más rapidez que las cargas aplicadas.

**Línea de influencia**

Es un diagrama cuya ordenada muestra la magnitud y carácter de algún elemento mecánico de una estructura, cuando una carga unitaria se mueve a lo largo de ésta ó que representa gráficamente una función que determina el valor de alguna acción en un punto específico de una estructura. La acción puede ser cualquier tipo de

fuerza, momento o desplazamiento; se dibujan los valores en estudio como ordenadas para varias posiciones de carga unitaria a lo largo del claro y luego conectar esas ordenadas de forma continua.

**Marco**

Es una estructura compuesta de dos o más miembros que se unen mediante conexiones, algunas de las cuales, o todas ellas, son resistentes a momentos, para formar una configuración rígida; al marco rectangular de un solo claro y de un solo nivel, se le llama marco portal.

**Módulo de elasticidad**

Es la pendiente de la curva esfuerzo – deformación en la zona elástica; se toma como 29 000 Kips por pulgada<sup>2</sup> o Ksi.

**Parapeto**

Pared o baranda que se pone en la orilla del caminamiento para evitar caídas en los puentes.

**Puente peatonal  
o pasarela**

Estructura que proporciona una vía de paso elevado; por su diseño se toman en cuenta criterios que se basan en la elaboración de puentes; y su diferencia principal es que lleva un detalle de gradas que sirven de acceso peatonal en sus extremos; se encuentran unidas a columnas y vigas que sostienen toda la plataforma estructural.

**Punto de fluencia**

Cuando una probeta de acero es sometida al aumento de deformaciones sin que haya incremento alguno en los esfuerzos; en los materiales no dúctiles como la madera, poseen límites elásticos poco definidos, careciendo de punto de fluencia. En acero, es la propiedad que diferencia los aceros estructurales, que los hace variar por temperatura, velocidad de la prueba y las características de la probeta de prueba como tamaño, forma, y acabado en la superficie.

**Resistencia última**

Llamado también esfuerzo a la ruptura, se da cuando se aplica una carga de magnitud suficiente a una probeta de prueba, dándose una ruptura.

**Rigidez**

Es la capacidad que tiene un elemento estructural para soportar esfuerzos, sin adquirir grandes deformaciones o desplazamientos; los coeficientes de rigidez son magnitudes físicas que cuantifican la rigidez de un elemento resistente bajo diversas cargas; normalmente la rigidez se calcula como la razón entre una fuerza aplicada y el desplazamiento obtenido por la aplicación de esa fuerza.

**Riostras**

Es un elemento secundario de una estructura o armazón, destinada a mantener puntos fijos en los elementos principales de una estructura; puede ser de madera o metal, por ejemplo una junta o platina



de unión, su función es asegurar la estructura.

<b>Sistema estructural</b>	Es la combinación de diferentes elementos estructurales en conjunto con diferentes materiales de uso.
<b>Tensión</b>	Acción de una fuerza que actúa sobre un cuerpo de modo que éste tienda a alargarse.
<b>Tenacidad</b>	Característica única en los aceros estructurales y se define como la combinación de resistencia y ductilidad.
<b>Teoría elástica</b>	Se da cuando el esfuerzo es proporcional a la deformación y el momento límite llega a su máximo tomando en cuenta que el esfuerzo en la fibra inferior de la viga de acero, alcanzando el esfuerzo permisible $f_b$ .
<b>Teoría plástica</b>	Se da en experimentos realizados en vigas compuestas, con concreto quedando demostrado que la teoría plástica predice en forma muy conservadora la capacidad del momento; y se da cuando la sección del acero fluye por completo ya que la parte de compresión de la viga llega a un esfuerzo de $0.85 f'_c$ del concreto.
<b>Tirante</b>	Es un elemento estructural que se encuentra sometido a tensión axial; puede ser de madera o

barra de acero que se coloca horizontalmente, para impedir una separación entre las paredes u otros elementos.

**Torsión**

Se refiere al esfuerzo ocasionado por la tendencia de un miembro estructural, cuando se carga con momentos que producen rotación alrededor de su eje longitudinal.

**Trabe**

Es una viga, tanto grande en el claro o luz como su sección transversal que está sometido a flexión, y cuya sección transversal puede ser compuesta de placas, con base en la esbeltez en sus almas.

**Unión rígida**

Es una estructura híper estática porque sus barras trabajan a flexión; un nudo se llama rígido si una vez deformada la estructura, el ángulo formado inicialmente por todas las barras se mantienen, a pesar de que globalmente todo el nudo habría podido haber girado, presentando mayores problemas en el dimensionamiento de las uniones entre barras.

**Viga**

Se considera que un miembro estructural es una viga, si su carga genera flexión en el miembro.

**Viga – Columna**

Es una viga sometida a flexión, que presenta una cantidad considerable de carga axial en miembros verticales.

<b>Viaducto</b>	Son puentes largos que con frecuencia tienen claros prolongados y alturas constantes.
<b>Zapata</b>	Tipo de cimentación, ubicado en la infra estructura, su uso es adecuado cuando el terreno tiene propiedades de soporte.
<b>Zapata aislada</b>	Es un tipo de cimentación que sirve de base a elementos estructurales puntuales como columnas y pilares, de modo que ésta zapata amplía la superficie de apoyo hasta lograr que el sub suelo soporte sin problema la carga que le transmite.



## RESUMEN

El incremento de la población en las áreas urbanas y periféricas, así como el alto costo de la vida, da como resultado, la creación de diversos medios de servicio de paso peatonal, demandando que estos “pasos peatonales” tengan no sólo una vida útil adecuada, sin que ésta produzca un alto costo de mantenimiento sino que también su funcionabilidad sea oportuna en el lugar adecuado y para ello se pretende que su diseño y cálculo, de una pasarela de metal sea de una construcción garantizada y segura en su fabricación y mantenimiento.

Si bien es cierto que en la gran mayoría de las vías públicas de Guatemala, coexisten en inadecuadas condiciones de seguridad entre vehículos y peatones, es de suma importancia dar a conocer los conflictos que generan, revistiéndose de alta peligrosidad. Lo anterior es especialmente válido en vías muy anchas (de tres o más pistas) ya que el flujo vehicular se desplaza a altas velocidades, y en las cuales las autoridades municipales, conscientes del peligro que representa para un peatón el cruce, se ha provisto de la instalación de pasarelas peatonales elevadas; sin embargo, la habilitación de las mismas, no parece resolver el conflicto derivado del cruce de peatones, pues la experiencia ha demostrado que no es una real solución.

En efecto, en Guatemala persisten grupos de personas de conducta temeraria, que haciendo caso omiso de los riesgos involucrados, optan por llegar a la acera opuesta cruzando a nivel de la calle o calzada entre el tránsito vehicular.

Con el presente estudio se pretende ilustrar un método de construcción, con técnicas de diseño y cálculo que sea de fácil acceso a la población, mayormente a las grandes mayorías de escasos recursos, y no tener sólo el conocimiento empírico, pues por el alto costo de los materiales de construcción, como de asesoría técnica, muchas veces no llena las necesidades de la comunidad, ni tampoco sus expectativas.

Se desea demostrar que este estudio tiene por objetivo principal, proporcionar los conocimientos básicos para diseñar y construir una pasarela de metal, haciendo énfasis en la durabilidad, funcionalidad, mantenimiento y tiempo de construcción, así como otros aspectos relacionados con su fabricación y funcionamiento.

Debido a la necesidad, de no existir un tratado o tema concerniente a diseñar y construir una pasarela de metal, se espera en lo posible, que el presente documento sea una herramienta primordial, cuyo fin es brindar seguridad al peatón en aquellas arterias donde dificulta el paso y la movilización en el cruce de los vehículos.

## **OBJETIVOS**

### **Generales**

1. Definir y estudiar las principales generalidades de una pasarela de metal, tanto el diseño como el cálculo estructural, de sus elementos resistentes, así como las dimensiones y detalles constructivos en la fabricación y montaje, para que garanticen la correcta ejecución, no sólo estética, y estructural, sino técnica, demostrando la forma correcta para determinar las cargas de diseño de los diferentes elementos estructurales, haciendo un análisis de la estructura y sus detalles, tanto de esfuerzos como de fuerzas que actúan en el interior como exteriormente, con el objetivo de dar orientación básica; y para ello se dé un ejemplo ilustrativo del desarrollo del sistema estructural que abarque desde la planificación preliminar, hasta el detalle de la construcción y montaje.
2. Conocer dentro del ramo de la construcción las bases técnicas y el conjunto de especificaciones que regule el diseño de una pasarela de metal, dando un conocimiento general de los aspectos que conlleva su elaboración, cuya estructura tendrá que soportar, además de las cargas gravitacionales, otras cargas como sismo y viento, diseñando de la manera más adecuada, una pasarela de metal que sea sumamente segura para no poner en riesgo la vida de muchas personas.

## **Específicos**

1. Proporcionar a la Facultad de Ingeniería, a la Universidad de San Carlos y al pueblo de Guatemala, un material bibliográfico, que reúna los aspectos de diseño estructural, de los puentes peatonales de metal - en acero - para que cumplan con los estándares mínimos de seguridad y calidad, para lo cual se hace que la estructura sea confiable y segura para el usuario peatón, haciendo hincapié en los intereses tanto de ingenieros como diseñadores, en que se debe resolver el problema de una manera práctica tomando en cuenta que el interés se inicia desde el entendimiento básico del comportamiento estructural, hasta la determinación de los detalles de construcción para el tipo específico de pasarela que se va a utilizar.

2. Estudiar los elementos que conforman una pasarela de metal peatonal, tanto la infraestructura como la superestructura, y que ésta sea una guía para fines de estudio para profundizar más en el tema, estableciendo las dimensiones, características y especificaciones para proveer la capacidad de sus esfuerzos máximos permisibles, tomados en cuenta tanto en el diseño como en su fabricación, determinando las ventajas y desventajas de una pasarela de metal o puente peatonal, conociendo las propiedades del acero, y así definir la importancia que tienen los elementos, tales como arriostramientos, placas, vigas, largueros y columnas, tomados en cuenta en el análisis estructural en la construcción de una pasarela de metal.



## INTRODUCCIÓN

A lo largo de la historia, el ser humano ha tenido la necesidad de sortear inconvenientes, de llevar, mudar o cruzar de un lugar a otro; y lo ha logrado de diferentes medios, lo cual ha generado grandes logros y avances; para esto ha contado con una gran variedad de medios y materiales de la naturaleza.

El sistema de actividad urbano, requiere de una conectividad peatonal continua (desplazamiento), para un peatón es necesario acortar distancias para llegar a su destino, o para acceder a áreas de servicio tales como viviendas, comercios, centros educativos o religiosos así como deportivos, que conllevan como fin sortear calles, avenidas, autopistas y vías férreas que atraviesan un sector urbano con amplio flujo vehicular.

La alternativa, es una obra de infraestructura, que proveyendo una adecuada solución, no sólo es segura sino también ventajosa, con parámetros de diseño de acuerdo a las necesidades, así como su funcionalidad, dando como resultado los pasos peatonales aéreos, puentes peatonales o llamadas en nuestro medio: pasarelas de metal.

Ante la necesidad de crear espacios de servicio para el peatón y salvar obstáculos evitando accidentes, se ha llegado a determinar el uso de pasarelas peatonales construidas tanto de acero, como de concreto, y la combinación de los dos materiales; el presente contenido trata de incluir las definiciones más relevantes del material a utilizar - el acero - considerando sus ventajas y desventajas de los diferentes detalles a evaluar ya sea de manera individual o en conjunto; es por esto que el acero estructural es el material más versátil dentro de los materiales de construcción por su gran resistencia, fluencia, durabilidad, uniformidad en sus propiedades, y rapidez en el ensamble de

piezas de fabricación y montaje, ya que cuenta con una amplia demanda para la edificación de estructuras metálicas y por lo tanto en la elaboración de puentes peatonales o pasarelas.

En el uso y aplicación dentro de la amplia rama de ingeniería civil de una manera estructural, ha dado como finalidad a los puentes peatonales o pasarelas de metal, cuyo objetivo es construirlos para que exista continuidad en el paso o trayecto, sin interrupciones por la presencia de obstáculos y cuyo fin es establecer parámetros que permitan determinar las cargas que actúan sobre la estructura y de diseñar los elementos que puedan soportar, sin ningún peligro de falla; de esta forma se tratará a continuación, como objetivo primordial, proporcionar los conocimientos necesarios para diseñar y calcular una pasarela de metal, tomando en cuenta los lineamientos y recomendaciones establecidas por las normas de construcción que rigen en Guatemala, así como su aplicación y solución de tipo económico.

No está de más agregar que habiendo comprobado que, muchas veces, los conocimientos adquiridos a través de la carrera de Ingeniería Civil – tienden a olvidarse, si no se ponen en práctica – se desea que este documento sirva de apoyo y consulta no sólo al profesional, sino a cualquier persona que pueda y sirva de orientación, a comunidades de escasos recursos que no tienen una orientación adecuada para ejecutar un proyecto de este tipo.

# 1. TIPOS DE ESTRUCTURAS Y CARGAS

## 1.1. Sistemas estructurales

Al ensamble total de varios miembros individuales se le llamará armazón o estructura armada; y su aplicación en este caso será en un puente peatonal de metal o pasarela de metal. Existe otro tipo de sistemas para los que puede no haber una estructura identificable como por ejemplo los domos, cascarones, etc. A estos se les llama sistemas continuos.

La armadura (articulada en sus nudos) y el marco (con nudos resistentes a momentos) son los dos tipos de sistemas estructurales básicos construidos a base de elementos estructurales; ambos sistemas pueden definirse como el esqueleto o armazón de la estructura total, y no son más que miembros conexos que soportan las cargas impuestas tanto por su propio peso (peso de materiales fijos o cargas muertas), como las cargas impuestas por objetos móviles (personas, fuerzas de la naturaleza o cargas vivas), por lo que la armazón debe soportar totalmente todas las cargas previstas de manera segura.

Las características estructurales importantes de un sistema son: resistencia, rigidez y ductilidad (que se definirán adelante) debiendo resistir las diversas condiciones de carga de manera eficiente, poseyendo rigidez para las diferentes direcciones en que las cargas pueden actuar, tanto verticales como horizontales; conviene además que la ductilidad no alcance solamente un estado límite de resistencia en una sola sección, para evitar el colapso brusco de la

estructura, sino que posea capacidad para deformarse sosteniendo su carga máxima, de capacidad antes del colapso.

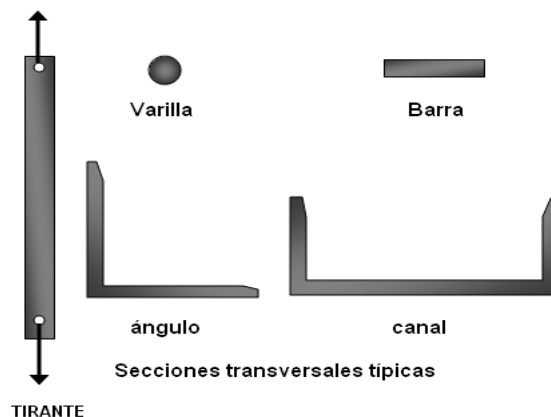
## 1.2. Clasificación de las estructuras

Parte del diseño estructural es conocer los diversos tipos de elementos que componen nuestra estructura, clasificándolas por su forma y función, tales como:

### 1.2.1. Tirantes

Son elementos estructurales sometidos a fuerzas de tensión, llamados también tirantes o puntales de arriostramiento (y/o poner riostras: que es un elemento secundario de una estructura o armazón, destinada a mantener puntos fijos en los elementos principales) su forma es esbelta, escogiéndose en perfiles rectangulares como: barras, varillas, angulares y canales redondos.

Figura 1. Secciones transversales típicas



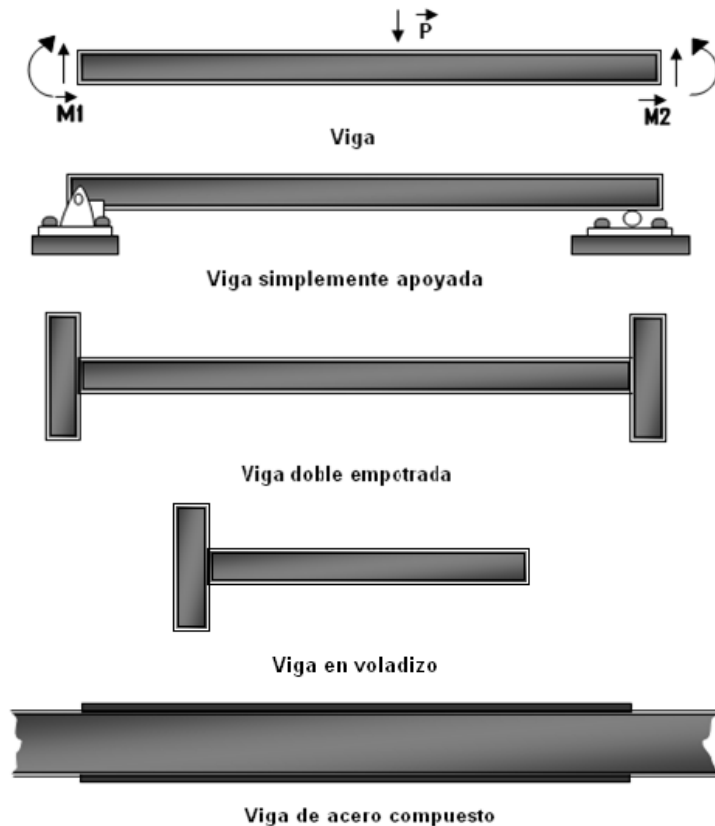
Fuente: HIBBELER, Russell. Análisis estructural. p. 3.

### 1.2.2. Vigas

Elementos sometidos a flexión, usualmente son miembros en posición horizontal, rectos, y sujetos a cargas por gravedad, cuya finalidad es soportar cargas verticales normales a su eje.

Una viga resiste y transmite a sus apoyos la carga por medio de flexión y cortante; y su clasificación va de acuerdo a su apoyo, y de su sección transversal; pudiendo ser compuesta, al añadir una placa en la parte superior e inferior.

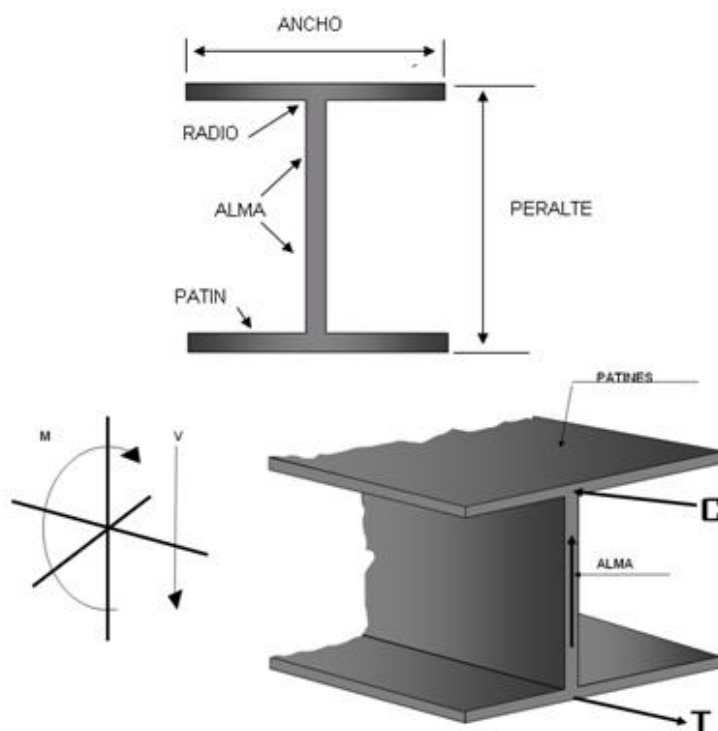
Figura 2. **Vigas longitudinales con diferentes apoyos**



Fuente: HIBBELER, Russell. Análisis estructural. p. 3.

En las vigas los diagramas de momentos y de cortantes varían de una a otra sección, según la forma y el tipo de carga; uno de los usos más comunes de las vigas de metal cuando tiene la forma de **I** en su diseño, es para resistir el momento flexionante en su sección transversal, porque es más eficiente, ya que las fuerzas desarrolladas en los “patines superior e inferior” forman un momento par necesario para resistir el momento aplicado, mientras que su alma es efectiva para resistir la fuerza cortante  $V$  aplicada.

Figura 3. Partes de una viga de metal



Fuente: HIBBELER, Russell. Análisis estructural. p. 4.

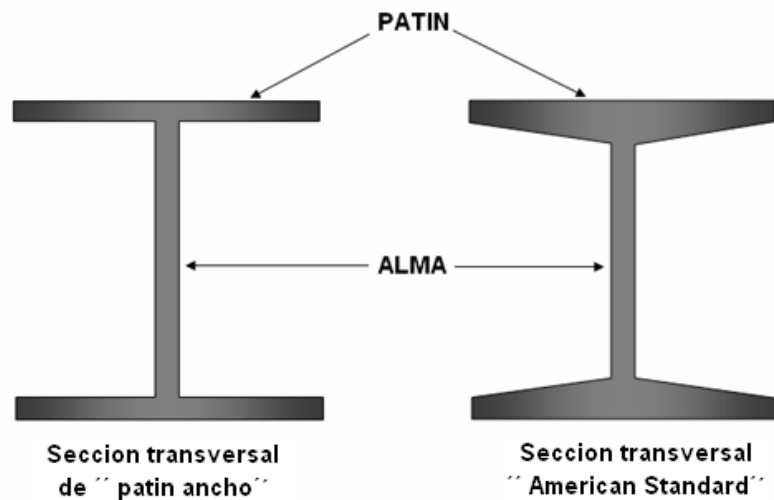
De donde:

- M = Momento
- V = Fuerza vertical
- C = Fuerza de Compresión
- T = Fuerza de Tensión

### 1.2.3. Uso de una viga de metal (Viga tipo I o W)

Para luces grandes, las vigas tipo **I** o **W** se fabrican en laminadoras de una sola longitud, de hasta 75 pies (23 m. aproximadamente) de patín de ancho; si se requiere de longitudes más cortas, se selecciona la sección transversal *American Standard* que posee patines ahusados (es decir que se van adelgazando en sus patines extremos) no está de más agregar que en una viga de metal, la sección transversal es más eficiente, cuando se le da la forma mostrada.

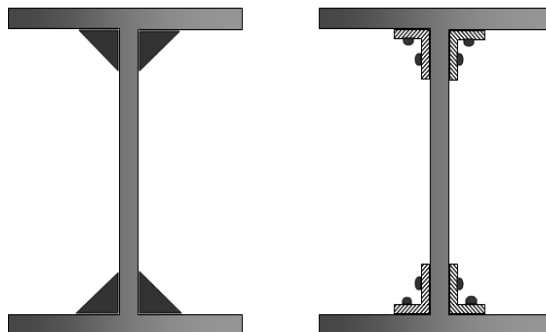
Figura 4. Secciones transversales de una viga



Fuente: HIBBELER, Russell. Análisis estructural. p. 4.

Cuando se requiere que la viga tenga un claro más grande, y las cargas aplicadas son sumamente mayores, la sección transversal puede tomar la forma de una viga armada.

Figura 5. **Sección transversal de viga armada**

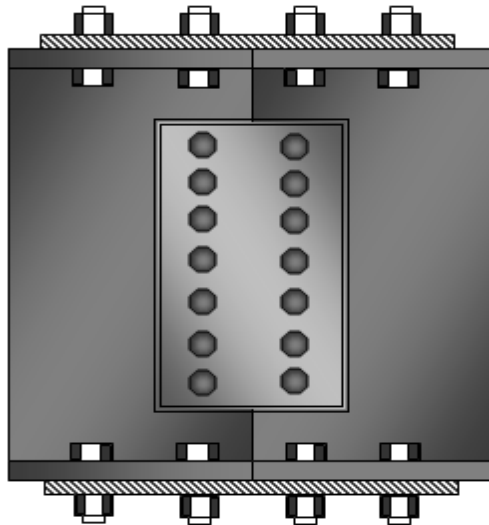


Fuente: HIBBELER, Russell. Análisis estructural. p. 4.

Las vigas armadas se fabrican usando una gran placa para el alma, y soldando placas en sus extremos y/o unidas por pernos, de modo que hagan la función de patines, dando la facilidad de poder ser transportadas las vigas a obra en segmentos, los cuales se diseñan para ser empalmados en puntos donde la viga recibe cargas de momentos internos pequeños.



Figura 6. **Empalme con placa atornillada**



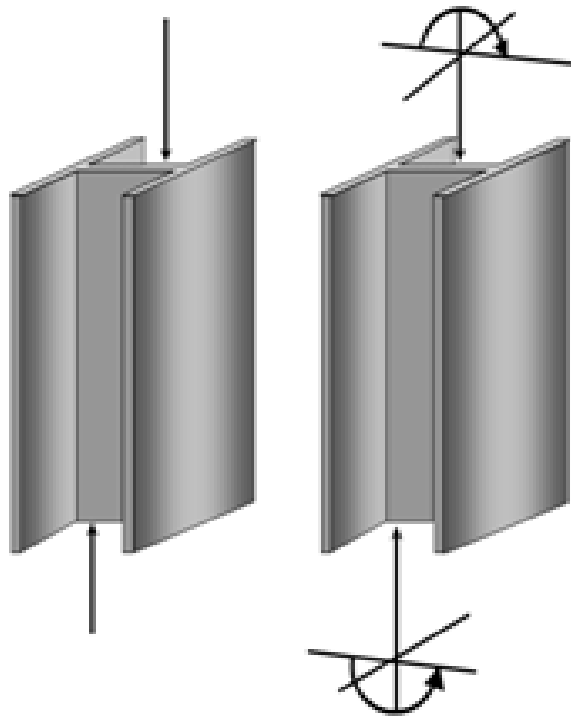
Fuente: HIBBELER, Russell. Análisis estructural. p. 4.

#### 1.2.4. **Columnas**

Son los miembros que generalmente son verticales y resisten cargas axiales de compresión y se conocen como columnas; el estado de compresión axial es ideal en esta sección estructural, ya que por las condiciones de continuidad de la construcción, siempre se presentan excentricidades accidentales o imperfecciones de la carga aplicada, las cuales dan lugar a que ésta se encuentre acompañada de cierta flexión, y el estado de compresión lleva como característica fundamental la posibilidad del pandeo.

Su resistencia no depende sólo del área transversal y del esfuerzo resistente del material, sino del módulo de elasticidad, longitud del elemento, condiciones de apoyo y de la forma de su sección; para las columnas metálicas suelen usarse secciones tubulares y secciones de patín ancho; en algunas ocasiones estas columnas están sometidas a carga axial y al momento de flexión simultáneamente.

Figura 7. **Columna flexo comprimida**



Fuente: HIBBELER, Russell. Análisis estructural. p. 6.

## **2. ARMADURAS PARA UNA PASARELA**

### **2.1. Definición de una pasarela**

Primero se definirá lo que será llamada una pasarela: es un puente peatonal, ubicado en lugares estratégicos para facilitar el traslado de personas de un lugar a otro, ya sea ésta una calle o avenida, la cual puede accesarse por medio de gradas o rampas.

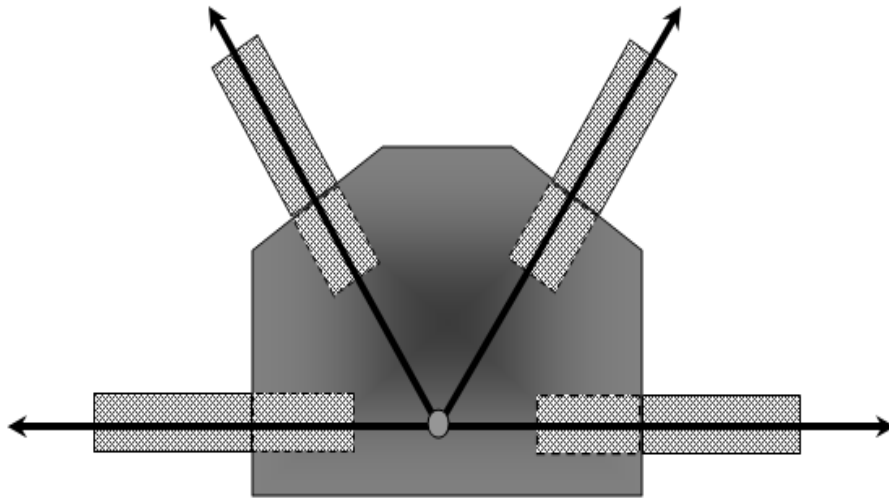
A la combinación de los elementos estructurales y los materiales a usar, se le llamará: sistema estructural. Cada sistema estructural está constituido por varios tipos básicos de estructuras ya descritos anteriormente, y se clasifican por su grado de complejidad, de acuerdo a su análisis, tales como: armaduras, cables, arcos, bóvedas tipo cáscara y marcos.

### **2.2. Tipos de estructura de una pasarela**

#### **2.2.1. Armaduras**

Una armadura, es una estructura compuesta de miembros delgados, unidos por sus puntos extremos; los más comunes son riostras (es un elemento de la armazón destinado a mantener puntos fijos en los elementos principales) que pueden ser de madera, o barras de metal. Las juntas de unión se forman ya sea remachando o soldando los extremos de los miembros a una placa o haciendo pasar un perno o pasador a través de cada uno de los miembros.

Figura 8. **Junta de platina de unión**

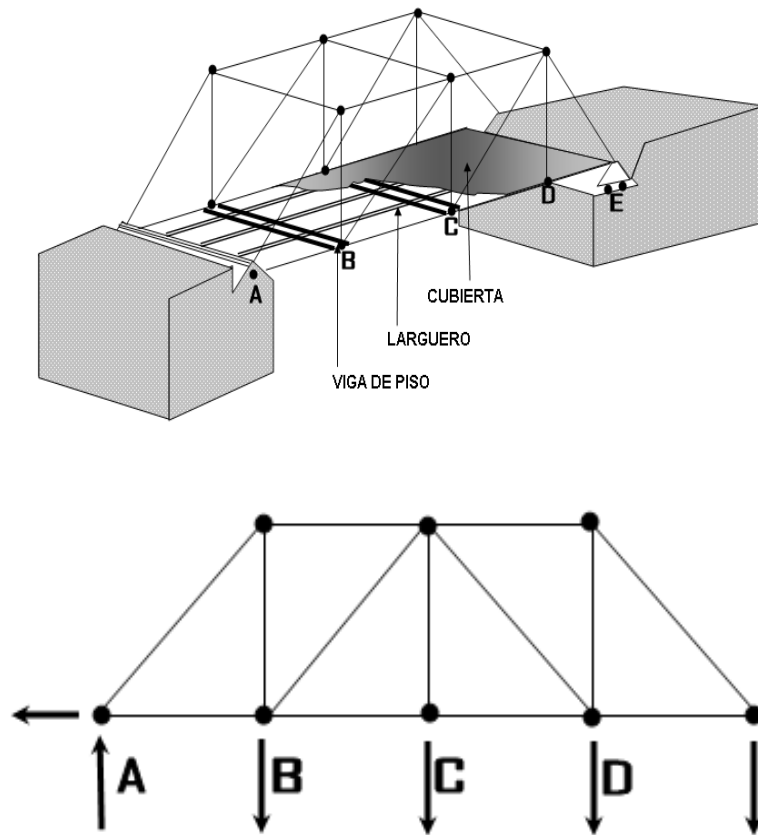


Fuente: HIBBELER, Russell. Análisis estructural. p. 81.

### 1.1 2.3. Armadura plana

Se localizan en un solo plano y a menudo se usan para soportar techos y puentes; para el caso que se estudia de una pasarela o puente peatonal, la carga sobre la cubierta se transmite primero a los largueros, después a las vigas de piso y finalmente a las juntas B, C, D de las dos armaduras laterales de apoyo, todo en un mismo plano.

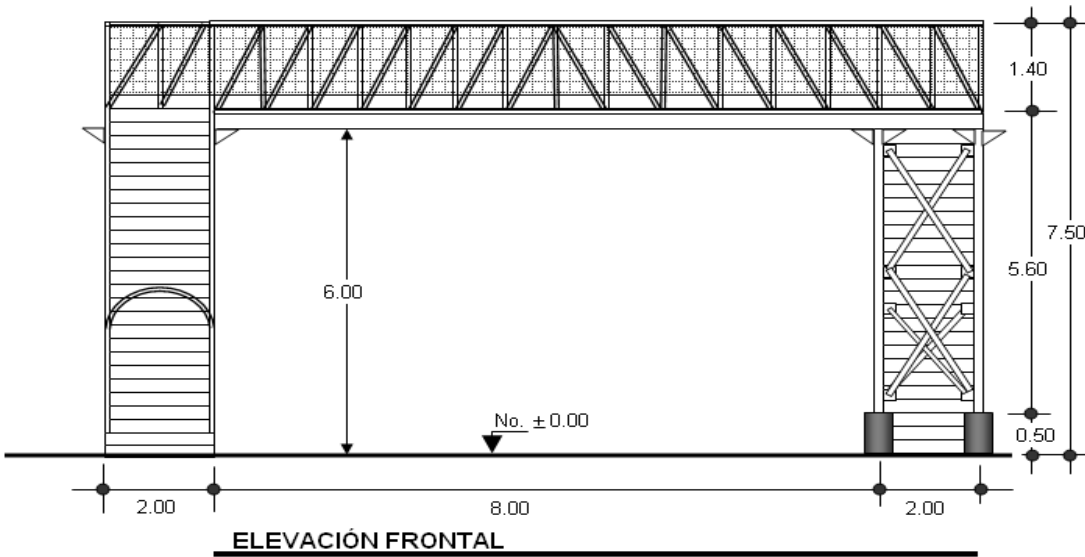
Figura 9. Armadura de un puente



Fuente: HIBBELER, Russell. Análisis estructural. p. 8.

Si se selecciona una armadura, cuando se requiere que el claro de la estructura sea menor a 10 metros, tomando en cuenta una altura mínima de 6 metros; dicha armadura consistirá en barras a tensión, elementos esbeltos tipo columna y dispuestos en forma triangular; y dado que se descomponen sus miembros en el mismo plano, recibiendo el nombre de armadura plana, diferenciándose de armaduras espaciales, cuya aplicación es en grúas y torres.

Figura 10. Armadura de una pasarela de metal

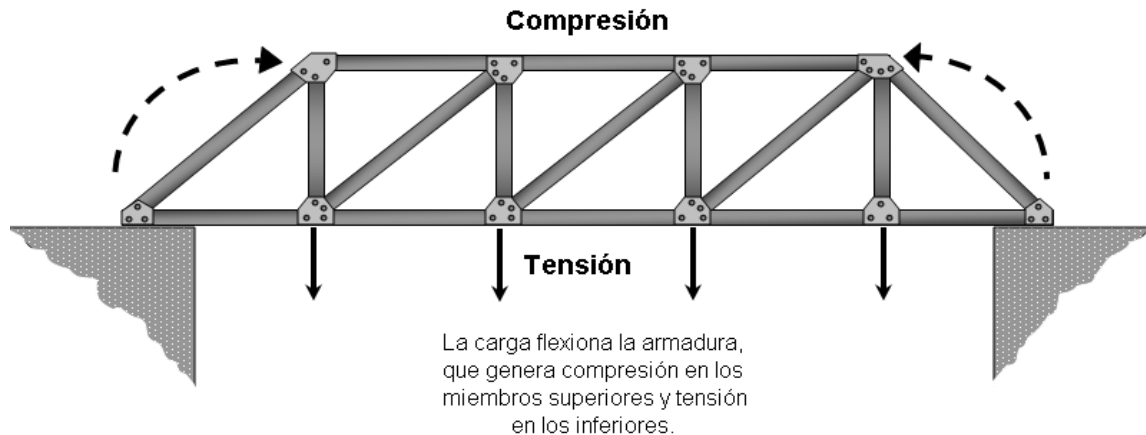


Fuente: elaboración propia.

Debido al arreglo geométrico de sus miembros, las cargas que causan flexión en la armadura, se convierten en fuerzas de tensión y/o compresión en sus miembros.

Es una ventaja principal de una armadura, respecto de una viga, ya que usa menos material para soportar una carga dada, llegándose a construir la armadura con elementos relativamente de poco peso, para soportar una carga determinada.

Figura 11. Cargas de compresión y tensión de una pasarela



Fuente: HIBBELER, Russell. Análisis estructural. p. 6.

## 2.4. Otras características de las armaduras

### 2.4.1. Las características de un cable

- Soporta sólo cargas a tensión.
- Son flexibles, adoptando su forma de acuerdo a la carga soportada.
- Su aplicación es para soportar puentes y techos internos de edificaciones como naves industriales.
- Posee gran ventaja en claros mayores a 45 metros o 148 pies aproximadamente en relación a una viga y armadura.
- Como trabajan a tensión, no resultan inestables si se desploman.
- Está limitado por peso y método de anclaje.

Figura 12. **Cables que soportan sus cargas de tensión**



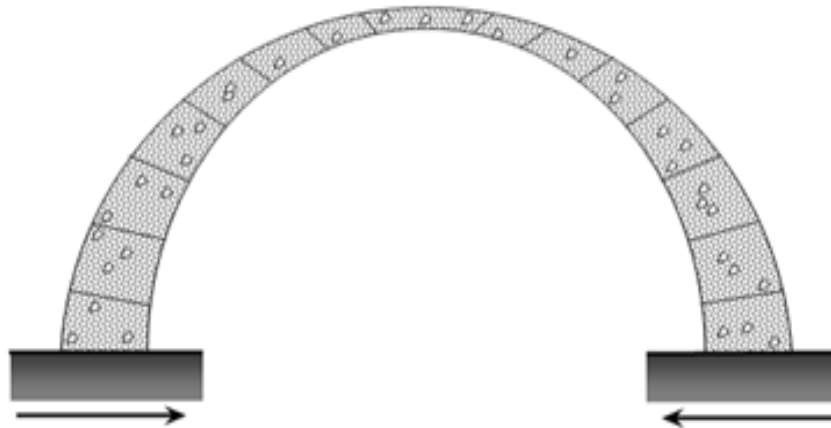
Fuente: HIBBELER, Russell. Análisis estructural. p. 7.

#### **2.4.2. Las características de un arco**

- Soporta cargas a compresión, por su curvatura inversa a la del cable.
- Debe ser rígido, para mantener su forma, generando cargas secundarias en que interviene la fuerza cortante y el momento flexionante, que deben de considerarse en el diseño.
- Su aplicación es en puentes, domos para techos y aberturas o arcos de mampostería.



Figura 13. **Los arcos soportan sus cargas en compresión**

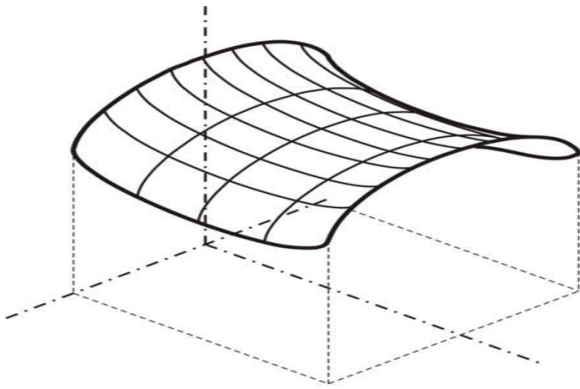


Fuente: HIBBELER, Russell. Análisis estructural. p. 7.

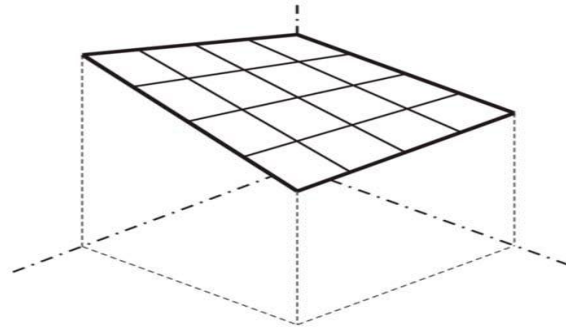
### **2.4.3. Las características de una bóveda**

- Por el uso de materiales flexibles, toma la forma de una estructura “inflada” con aire; por esta razón su material actúa como una membrana sometida a tensión pura.
- Es una estructura superficial, fabricada de un material cuyo espesor es muy pequeño, en comparación con sus dimensiones.
- Se usa también combinándolo con concreto reforzado, dándosele forma de placas plegadas, cilindros y paraboloides hiperbólicos llamados placas delgadas o cascarones.

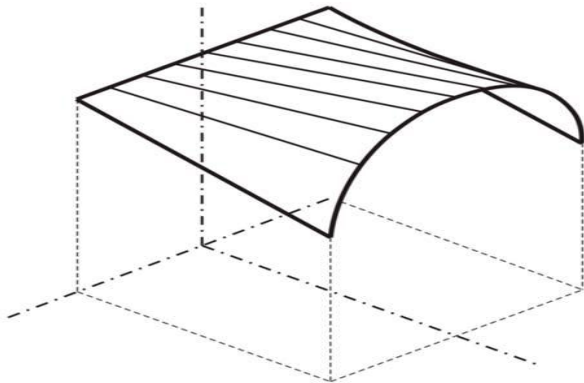
Figura 14. Ejemplo de varias formas de bóvedas



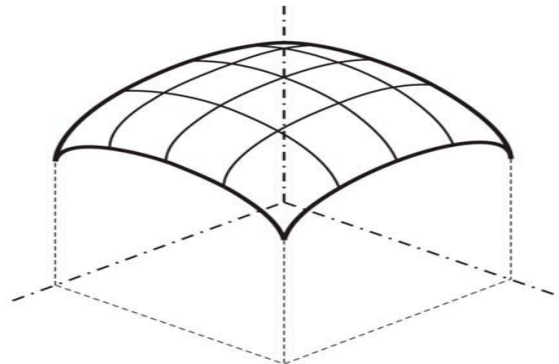
**e) paraboloid hiperbólico**



**f) paraboloid hiperbólico**



**g) conoide**



**h) paraboloid elíptico**

Fuente: elaboración propia.

## 2.5. Marcos

Los marcos se usan a menudo en edificios y puentes; se componen de vigas y columnas que se encuentran articuladas o rígidas en sus uniones; pueden ser bidimensionales o tridimensionales (2 y 3 dimensiones). La carga en un marco ocasiona flexión en sus miembros, y es debido a sus uniones rígidas; esta estructura es generalmente indeterminada desde su análisis.

La resistencia de un marco se deriva de las interacciones de momento entre las vigas y las columnas en los nudos rígidos; por todo esto es de gran beneficio económico usar un marco, siempre y cuando su eficiencia sea el uso de tamaños mayores en las columnas y tamaños menores en las vigas, todo por la acción llamada viga-columna causada por la flexión en los nudos.

Figura 15. **Marco rígido**



Fuente: HIBBELER, Russell. Análisis estructural. p. 8.



### **3. CARÁCTERÍSTICAS DE UNA ARMADURA DE ACERO**

#### **3.1. Consideraciones en la construcción de una pasarela de metal**

##### **3.1.1. Factibilidad**

Es la utilidad práctica de la estructura; se deben de usar materiales disponibles, que puedan manejar los trabajadores de la construcción y las empresas de producción y para ello es importante mantenerse actualizado por los cambios de tecnología y competencia del mercado entre proveedores; además de considerar la complejidad del diseño, costo monetario, tiempo de construcción y aprobación de las entes reguladoras de la construcción.

##### **3.1.2. Economía**

Lo que frecuentemente se desea es una solución simple; por lo que la estructura de bajo costo y buen funcionamiento es muy apreciada; y para ello es conveniente hacer comparaciones de las diferentes opciones.

##### **3.1.3. Optimización**

Con frecuencia el diseñador está motivado por el deseo de originalidad y expresión individual; pero también su diseño debe ser práctico en términos de función y factibilidad; a menudo la solución optima o la mejor es difícil de encontrar, por lo cual se sugiere ordenar por categorías los diferentes atributos que se desean.

### **3.1.4. Integración**

El buen diseño estructural requiere la integración de la estructura en la totalidad del sistema físico de la pasarela, y para ello es necesario reconocer las influencias de las decisiones del diseño estructural, sobre el diseño arquitectónico general.

### **3.2. Ejemplo de diseño geométrico de una pasarela de metal**

El diseño de la pasarela deberá ser estético, guardando las condiciones mínimas de seguridad para los usuarios. El dimensionamiento o tamaño de una pasarela típica de uso o puente peatonal, servirán como parámetro mínimo a observar, guardando las siguientes dimensiones; el siguiente ejemplo no se toma a la ligera, sino se calculó un promedio de las medidas mínimas usadas en la ciudad de capital y sus municipios aledaños de las pasarelas de metal de tramos cortos.

Altura Libre = 19,70 Pies  $\approx$  6,00 m. mínimo sobre el nivel de la rasante.

Altura de la baranda = 3,94 Pies  $\approx$  1,20 m.

Ancho del paso peatonal del puente = 3,94 Pies  $\approx$  1,20 m.

Huella de gradas = 1,00 Pie  $\approx$  0,30 m.

Contrahuella = 6 Pulgadas  $\approx$  0,15 m.

Longitud = Variable entre 3,94 a 29,52 Pies  $\approx$  6,00 a 9,00 m.

### **3.3. Ventajas del acero como parte estructural**

Una persona que viaja por los países industrializados, podría concluir, que el acero es un material perfecto, pues dentro de sus aplicaciones están: puentes, edificios, torres y otras estructuras de acero.

Después de ver todas las estructuras de acero, es sorprendente saber, que el acero no se fabricó económicamente en EE.UU. sino hasta finales del siglo XIX y que las primeras vigas de patín ancho se laminaron hasta 1908.

La supuesta perfección de este metal, tal vez el más versátil de todos los materiales estructurales, parece razonable cuando se considera su gran resistencia, poco peso, y facilidad de fabricación, en comparación con estructuras de concreto reforzado. Estas y otras ventajas del acero estructural se describirán en detalle en el siguiente párrafo.

#### **3.3.1. Alta resistencia**

La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será poco el peso de las estructuras, como por ejemplo los puentes de grandes claros, en comparación con edificios altos.

#### **3.3.2. Uniformidad**

Las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo, como es el caso de las estructuras de concreto reforzado.

### **3.3.3. Elasticidad**

El acero se acerca más en su comportamiento a la hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, gracias a que sigue la ley de Hooke hasta esfuerzos bastante altos.

Los momentos de inercia de una estructura de acero pueden calcularse exactamente, en tanto que los valores obtenidos para una estructura de concreto reforzados son relativamente imprecisos.

### **3.3.4. Durabilidad**

Si el mantenimiento de las estructuras de acero es el adecuado, durarán indefinidamente; investigaciones realizadas en los aceros modernos, indican que bajo ciertas condiciones no se requiere ningún mantenimiento a base de pintura.

### **3.3.5. Ductilidad**

Es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión. Cuando se prueba a tensión un acero con bajo contenido de carbono, ocurre una reducción considerable de la sección transversal, y un gran alargamiento en el punto de falla, antes de que se presente la fractura. Un material que no presente esta propiedad probablemente será duro y frágil, y se romperá al someterlo a un golpe repentino.

En miembros estructurales sometidos a cargas normales se desarrollan altas concentraciones de esfuerzos en varios puntos; la naturaleza dúctil de los



aceros estructurales comunes les permite fluir localmente en esos puntos, evitándose así fallas prematuras; una ventaja adicional de las estructuras dúctiles es que, al sobrecargarlas, sus grandes deflexiones ofrecen evidencia visible de la inminente falla.

### **3.3.6. Tenacidad**

Los aceros estructurales son tenaces, es decir, de propiedades de resistencia y ductilidad. En un miembro de acero cargado hasta que se presentan grandes deformaciones será capaz de resistir grandes fuerzas.

Ésta es una característica muy importante porque implica que los miembros de acero pueden someterse a grandes deformaciones durante su fabricación y montaje, sin fracturarse, siendo posible doblarlos, martillarlos, cortarlos y taladrarlos sin daño aparente; la propiedad de un material para absorber energía en grandes cantidades se denomina tenacidad.

## **3.4. Desventajas del acero como material estructural**

### **3.4.1. Costo de mantenimiento**

La mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión, al estar expuestos al aire y al agua y, por consiguiente, deben pintarse periódicamente; el uso de aceros intemperizados para ciertas aplicaciones, tiende a eliminar este costo.

### **3.4.2. Costo de protección contra el fuego**

Aunque algunos miembros estructurales son incombustibles, sus resistencias se reducen considerablemente durante los incendios; el acero es un excelente conductor del calor, de manera que los miembros de acero sin protección pueden transmitir suficiente calor de una sección a secciones adyacentes de la misma estructura; su protección consiste en materiales aislantes del calor y fuego.

### **3.4.3. Susceptibilidad al pandeo**

Entre más largos y esbeltos sean los miembros a compresión, mayor es el peligro de pandeo; pues el acero tiene una alta resistencia por unidad de peso; pero al usarse en columnas no resulta muy económico, ya que debe usarse bastante material, solo para hacer más rígidas las columnas contra el posible pandeo.

### **3.4.4. Fatiga**

Otra característica inconveniente del acero es que su resistencia puede reducirse si se somete a un gran número de inversiones del signo del esfuerzo, o bien, a un gran número de cambios de la magnitud del esfuerzo de tensión; en la práctica actual se reducen las resistencias estimadas de tales miembros, si se sabe de antemano que estarán sometidos a un número mayor de ciclos de esfuerzos variables que cierto número límite.

### **3.4.5. Fractura frágil**

Bajo ciertas condiciones, el acero puede perder su ductilidad y presenta una fractura frágil en lugares con concentración de esfuerzos; las cargas que generan fatiga junto con temperaturas muy bajas, agravan la situación.



## 4. FORMAS Y PERFILES DE ACERO

### 4.1. Historia de los primeros usos del hierro y del acero

Aunque el primer metal que usaron los seres humanos probablemente fue algún tipo de aleación de cobre, tal como el bronce (aleación a base de cobre, estaño y algún otro metal), los avances más importantes en el desarrollo de los metales han ocurrido en la fabricación y uso del hierro y acero. Actualmente, el hierro y el acero comprenden casi el 95% en peso de todos los metales producidos en el mundo (según *American Iron and Steel Institute, The Making of Steel of Washington, D.C.* p. 6).

A pesar de los esfuerzos de los arqueólogos durante muchas décadas, no ha sido posible descubrir cuándo se usó el hierro por primera vez; en la gran pirámide de Egipto encontraron una daga y un brazalete de hierro, afirmando que la edad de estos era de por lo menos 5 000 años. El uso del hierro ha tenido una gran influencia en el avance de la civilización desde los tiempos más remotos y probablemente la seguirá teniendo en los siglos venideros. Se cree que el principio de la edad de hierro, fue alrededor del 1000 A. de C.

El progreso de la civilización en la paz y en la guerra ha dependido mucho del hierro; en muchas ocasiones su uso ha decidido el resultado de enfrentamientos militares; por ejemplo, durante la batalla de Maratón en Grecia, en 490 A. de C. los atenienses, en inferioridad numérica, mataron 6 400 persas, perdiendo sólo 192 de sus propios soldados; y cada uno de los soldados victoriosos llevaban 57 libras de armadura de hierro durante la batalla, (fue en

esta batalla en la que Feidípides corrió aproximadamente 40 Km. hasta Atenas, muriendo al llegar después de anunciar la victoria); esta batalla supuestamente salvó a la civilización griega durante muchos años.

El acero se define como una combinación de hierro y pequeñas cantidades de carbono generalmente menos del 1%, así como pequeños porcentajes de otros elementos como carbono, silicio, manganeso, azufre y fósforo; el carbono es el elemento que tiene la mayor influencia en las propiedades del acero, tales como la dureza y la resistencia, que al aumentar su porcentaje de carbono, el acero se vuelve más frágil y por consiguiente afecta la soldadura.

La adición al acero de cromo, silicio y níquel, da como resultado acero con resistencia mucho mayor, pero también muy oneroso y difícil de fabricar.

Aunque se ha fabricado acero desde hace 200 a 300 años, no existió un método de producción económico sino hasta la mitad del siglo XIX. El primer proceso para producir acero en grandes cantidades se le debe a Sir Henry Bessemer de Inglaterra, recibiendo una patente inglesa para su proceso en 1855 pero sus esfuerzos para conseguir una patente en EE.UU. no tuvieron éxito, ya que se probó que William Nelly, de Eddyville, estado de Kentucky, había producido acero mediante el mismo proceso siete años antes que Bessemer solicitara su patente inglesa.

El convertidor Bessemer se usó en los EE.UU. hasta principios del siglo XX, pero desde entonces se ha reemplazado con mejores métodos como el proceso de hogar abierto y el de oxígeno básico. Gracias al proceso Bessemer, en 1870 ya se podía producir en grandes cantidades acero

estructural al carbono y por el año de 1890 el acero era el principal metal estructural usado en los EE.UU.

El primer uso del metal para una estructura tuvo lugar en Shropshire, Inglaterra (200 Km. Al Noroeste de Londres en 1779) ahí fue construido con hierro fundido el puente Coalbrookdale, en forma de arco de 100 pies de claro sobre el río Severn; se dice que este puente (aún en pie) fue un punto crítico en la historia de la ingeniería, porque cambió el curso de la revolución industrial al introducir el hierro como material estructural. Supuestamente este hierro era cuatro veces más fuerte que la piedra y treinta veces más fuerte que la madera.

Muchos otros puentes de hierro fundido se construyeron en las décadas siguientes, pero después de 1840 el hierro dulce más maleable empezó a reemplazar al hierro fundido. El desarrollo del proceso Bessemer, y el proceso de hogar abierto, permitió la fabricación de acero a precios competitivos, lo que estimuló el increíble desarrollo que ha tenido lugar en los últimos 100 años del acero estructural.

#### **4.2. Perfiles del acero**

Los primeros perfiles estructurales hechos en los EE.UU. en 1819 fueron ángulos de hierro laminados. Las vigas "I" de acero se laminaron por primera vez en los EE.UU. En 1884 y la primera estructura reticular (el edificio de la *Home Insurance Company of Chicago*) fue montada ese mismo año.

El crédito por inventar el rascacielo se le otorga al ingeniero William LeBaron Jenney que ideó esta estructura, aparentemente durante una huelga de

albañiles. Hasta ese momento los edificios altos en los EE.UU., se construían con muros de carga de ladrillos de varios pies de espesor.

Para los muros exteriores de este edificio de 10 niveles, Jenney usó columnas de hierro colado recubiertas por ladrillos; las vigas de los seis pisos inferiores se fabricaron con hierro forjado, en tanto que las vigas de los pisos superiores se fabricaron con acero estructural.

Un aspecto importante de la torre Eiffel de 985 pies (300 metros) de altura y construida con hierro forjado en 1889 fue el uso de elevadores para pasajeros operados mecánicamente; la disponibilidad de estas máquinas junto con la idea de LeBaron Jenney relativa a la estructuración reticulada, condujo a la construcción de miles de edificios altos en todo el mundo en los siguientes 100 años. Durante esos primeros años, diversas laminadoras fabricaron sus propios perfiles y publicaron catálogos con las dimensiones, pesos y otras propiedades de esas secciones.

En 1986 La Asociación Americana de Fabricantes de Acero (*Association of American Steel Manufacturers* - actualmente llamada - *American Iron and Steel Institute*) AISI - Instituto Americano del Hierro y el Acero - hizo los primeros esfuerzos para estandarizar los perfiles. Actualmente casi todos los perfiles estructurales están estandarizados, aunque sus dimensiones exactas pueden variar un poco de laminadora a laminadora.

#### **4.3. Formas y dimensiones del acero**

El acero estructural puede laminarse en forma económica en una gran variedad de formas y tamaños sin cambios apreciables en sus propiedades



físicas. Generalmente los miembros estructurales más convenientes son aquellos con grandes momentos de inercia en relación con sus áreas.

Los Perfiles de forma I T y [ tienen esta propiedad; por lo general, los perfiles de acero se designan por la forma de sus secciones transversales; por ejemplo, se tienen perfiles en: ángulo, tés, zetas, y placas.

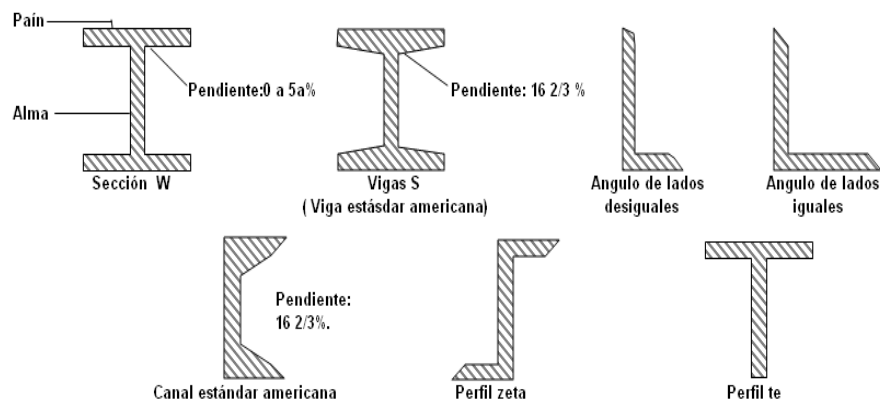
Sin embargo es necesario hacer una clara distinción entre las vigas *American Estandar* (llamadas vigas S) y las vigas de patín ancho (llamadas vigas W) ya que ambas tienen forma de I.

La superficie interna del patín de una Sección W es paralela a la superficie externa, o bien, casi paralela con una pendiente máxima de 1 a 20% en el interior, siempre dependiendo del fabricante.

Las Vigas S que fueron los primeros perfiles de vigas laminadas en los USA tienen una pendiente de 1 a 6% en el interior de sus patines; debe notarse que los espesores constantes o casi constantes de los patines de las vigas W a diferencia de los patines ahusados de las vigas S facilitan las conexiones.

Las vigas de patín ancho representan hoy en día, casi el 50% de todos los perfiles estructurales laminados. Los perfiles W y S se muestran en la ilustración No. 16 siguiente junto con otros perfiles comunes de acero.

Figura 16. **Perfiles laminados de acero**



Fuente: MACCORMAC, Jack C. Diseño de estructuras metálicas. p. 8.

#### 4.4. Formas de perfiles

##### 4.4.1. Vigas W

La antigua nomenclatura designaba a los actuales perfiles W con las siglas WF del inglés *wide flange* (traducido al castellano equivale a patín ancho, ala ancha o viga de ala volada).

Las vigas W vinieron a desplazar del mercado a las vigas I al extremo, que como dato estadístico, los perfiles W ocupan el 65% del peso total de perfiles laminados que se producen en la actualidad en los EE.UU.

Los perfiles W y los perfiles I tienen el mismo peso por unidad de longitud, para igual condición de peralte; sin embargo, por la distribución de masas por efecto de la característica de sus alas anchas, hacen que el momento

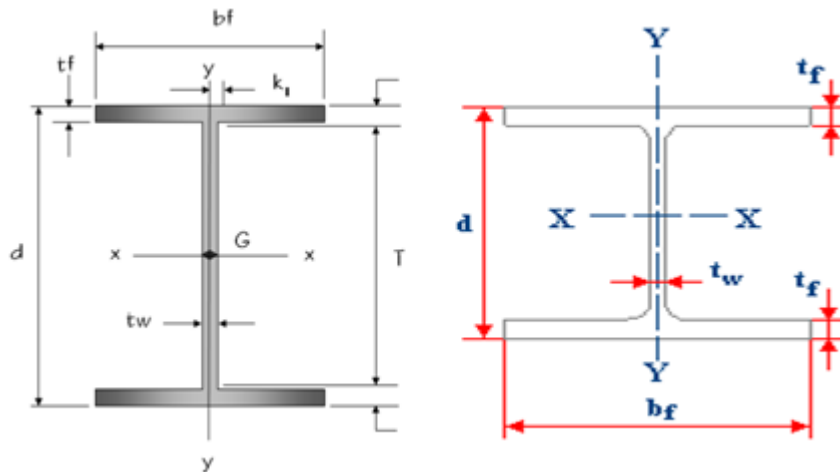
de inercia y su módulo de sección, sean bastante mayores y por lo tanto más convenientes.

Para completar la versión de las cualidades de las vigas W que dominan sobre las vigas I o vigas S (*shapes*) se puede decir que la disposición de sus alas, patines o - *flanges* - las hacen geoméricamente más aptas y prácticas para los efectos de unión, montaje y armado en el campo general de la construcción.

Su nomenclatura se identifica por el símbolo alfabético W seguido por el peralte nominal en pulgadas y el peso en libras por pie lineal de largo (plf) la dimensión de su peralte nominal puede variar, mientras que la distancia entre los extremos de los radios superior e inferior del alma permanecen constantes; esto es el resultado por el proceso de laminado, durante su fabricación sólo se usan rodillos interiores de la misma medida para todas las secciones de un peralte de alma nominal dada.

Dentro de sus características se puede mencionar que es un perfil doblemente simétrico (tanto con respecto con el eje X como para el eje Y) de patín ancho, porque posee dos elementos rectangulares horizontales llamados patines, un elemento rectangular vertical denominado alma, conectados por filetes o radios (como se muestra en el siguiente dibujo).

Figura 17. Vigas de patín ancho (Viga – W)



Fuente: CASTILLO, Maximiliano. Un puente de armaduras metálicas. p. 8.

Su sección transversal tiene dos ejes de simetría, un peralte igual o mayor que el ancho del patín y su espesor, por lo general es mayor que el del alma; las superficies interiores y exteriores de los patines inferior y superior son paralelas.

En las diversas secciones en un agrupamiento de peralte nominal resultan cambios, que van de acuerdo al espacio entre los juegos de rodillos, lo que permite que difieran los espesores de patín y del alma.

A los perfiles W laminados con anchos de patín más o menos iguales a sus peraltes se conocen como perfiles de columna, ejemplos: W8, W10, W12, y W14 que son bastante eficientes para éste tipo de miembro.

Las series W12 y W14, con peso que varía entre 40 a 808 libras por pie lineal de largo, se utilizan principalmente para columnas de edificios altos, y los perfiles W con ancho de patín menor que su peralte, se conocen como perfiles de viga, cuyo intervalo de peraltes va de 4 pulgadas hasta 44 pulgadas, y sus pesos varían de 9 a 798 libras por pie lineal.

#### **4.4.2. Vigas I**

Las vigas I fueron de los primeros perfiles eficientes que se fabricaron en los EE.UU. Y se les denominó perfiles eficientes por la característica de su gran momento de inercia, y por ende su gran módulo de sección, que los hacían ser bastante solicitados para las diversas y múltiples aplicaciones.

Mientras más fue su uso, en el campo de la estructuración, mayor fue la cantidad de defectos que se confrontaban; así por ejemplo el perfil I carecía de espesor, es decir de un espesor constante en el patín, estaba constituido por una sección geométrica caprichosa, patines angostos, plano y curvos internamente, que lo hacían confrontar enormes dificultades en el montaje, al hacer de piezas para su armado, dando lugar a que salieran a luz otros perfiles más ventajosos, que vinieron con el tiempo a relegar al perfil I a segundo plano.

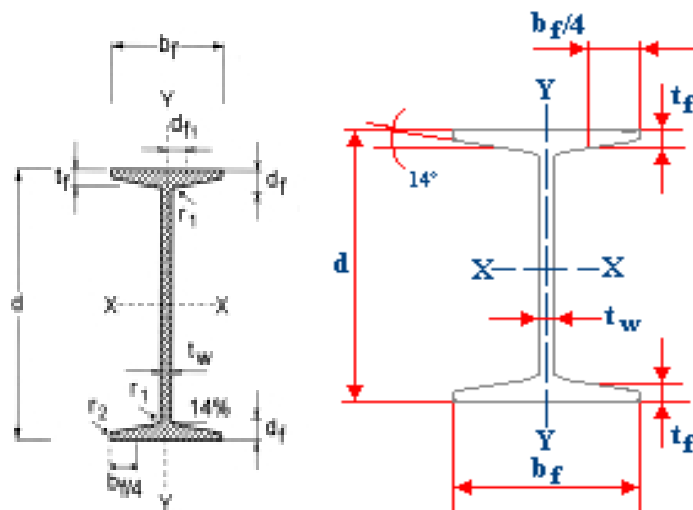
La nueva nomenclatura del manual de la construcción del acero, designa a los perfiles I con el nombre de - *shapes* - (de formas o figuras) y con la letra S.

El poco espacio que le dedican en el manual de la construcción del acero al perfil I o S es prueba infame que ya no es una pieza muy requerida en el campo de la construcción.

Sin embargo en situaciones muy particulares, se le puede usar; un ejemplo de ello es en donde se requiere un elemento estructural angosto, siendo ésta su característica particular, así como donde se requiera la presencia de un elemento geométrico propicio para soportar efectos de corte fuerte específicamente.

En la actualidad la viga estándar americana tiene patines relativamente más angostos y alma más gruesa que los perfiles de patín ancho; las superficies internas del patín tiene una pendiente de aproximadamente 16 2/3% (o sea 2 sobre 12).

Figura 18. **Viga I**



Fuente: CASTILLO, Maximiliano. Un puente de armaduras metálicas. p. 9.

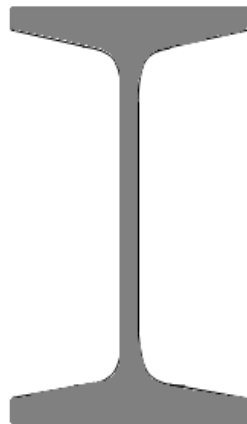
#### 4.4.3. Perfil S

Son perfiles doblemente simétricos, producidos de acuerdo con las dimensiones adoptadas en 1896 y que se conocían primeramente como vigas I o vigas *American Estandar*.

Existen tres diferencias esenciales entre los perfiles S y W

- a) El ancho del patín del perfil S es menor
- b) La cara externa del patín tiene una pendiente aproximada de 16,7%
- c) El peralte teórico es el mismo que el peralte nominal. Una viga S de 510 X 111.6 es un perfil con peralte nominal de 510 mm. X 111,6 Kg/m y su equivalente en el sistema norteamericano será S 20 X 75

Figura 19. **Viga estándar americana (S)**



Fuente: CASTILLO, Maximiliano. Un puente de armaduras metálicas. p. 11.

#### **4.4.4. Perfil M**

La letra M designa perfiles I que no pueden clasificarse como secciones W, S o HP; en muchos libros de texto se pueden encontrar que el término genérico perfil I representa a los perfiles W, S M o HP.

Son perfiles doblemente simétricos que no se clasifican como perfiles W o S, existen unos 20 perfiles ligeros, clasificados como perfil M.

Un perfil M 360 X 25,6 es el mayor de la clasificación M y es una sección de peralte nominal de 360 mm. Y una masa de 25,6 kg/m y su equivalente en el sistema norteamericano será M 14 pulgadas X 17,2 libras por pie.

#### **4.4.5. Perfil canal C**

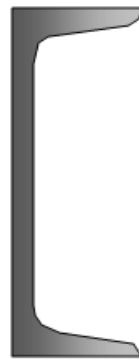
Un perfil de canal, como las vigas I estándar, tiene un alma y dos patines paralelos, las superficies internas de ambos patines tienen una pendiente aproximada de  $16 \frac{2}{3}\%$  es decir, el peralte real es equivalente al peralte nominal; un perfil de canal tiene sólo un eje de simetría. Los perfiles de canal se identifican por el símbolo C, por lo tanto la designación C 12 x 30 indica un canal de peralte nominal de 12" – peralte real – con un peso de 3 libras por pie lineal de largo.

En conclusión el perfil de canal tiene las mismas características de un perfil S, tanto en su pendiente ya que era producido de acuerdo con estándares dimensionales que datan de 1896 y los peraltes teóricos y nominales son idénticos que los perfiles MC.



Por ejemplo un C 150 X 19,3 es un perfil estándar de canal con un peralte nominal de 150 mm. Y una masa de 19,3 Kg/m y su equivalente en el sistema norteamericano será C 6 pulgadas X 13 libras por pie.

Figura 20. **Perfil canal C**



Fuente: CASTILLO, Maximiliano. Un puente de armaduras metálicas. p. 12.

#### **4.4.6. Perfiles MC**

Estos son perfiles en canal que no se clasifican como perfiles C. Se conocían como canales diversos y se usaban en la construcción de barcos.

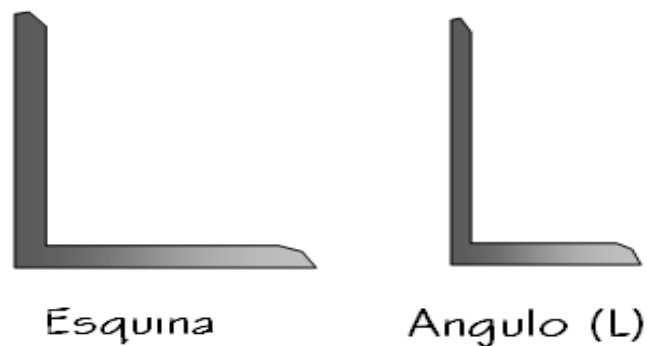
#### **4.4.7. Perfiles L**

Estos perfiles pueden ser angulares de lados iguales o desiguales. Todos los angulares tienen paralelas las caras de los lados; las dimensiones de los lados del angular puede tener una variación de + - 1 mm de ancho.

Un perfil L 6 X 6 X  $\frac{3}{4}$  es un angular de lados iguales con dimensión nominal de 6 pulgadas y un espesor de  $\frac{3}{4}$ ".

Un perfil L 89 x 76 x 12,7 es un angular de lados desiguales con dimensiones en sus lados de 89 y 76 mm respectivamente, y un espesor de 12,7 mm. en sus lados; y su equivalente en el sistema norteamericano será L 3½ x 3½ pulgadas.

Figura 21. **Perfiles angulares en L**



Fuente: CASTILLO, Maximiliano. Un puente de armaduras metálicas. p. 14.

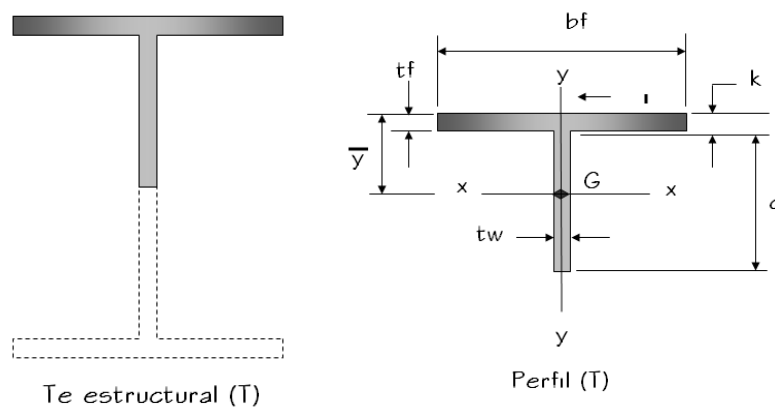
#### **4.4.8. Perfiles T**

Las téns estructurales son miembros que se obtienen cortando perfiles W (para WT), S (para ST) o M (para MT); por lo general se hace el corte de tal modo que se produce un perfil con área equivalente a la mitad del área de la sección original, pero a menudo se puede desplazar el corte cuando se requiere una sección con mayor peralte.

Las tablas publicadas con perfiles T se basan en cortes simétricos; por consiguiente no se tiene en cuenta la pérdida de material debido al corte de la sección original ya sea por aserramiento o por corte con soplete.

Un perfil WT 205 x 29,8 es una T estructural con un peralte nominal de 205 mm. Y una masa de 29,8 Kg/m y se obtiene dividiendo la sección W 410 x 59,5; y su equivalente norteamericano será W 16 pulgadas x 40 libras por pie.

Figura 22. Perfil estructural T



Fuente: CASTILLO, Maximiliano. Un puente de armaduras metálicas. p. 15.

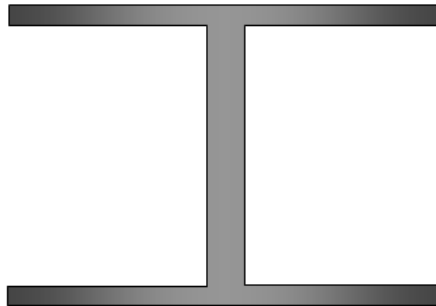
#### 4.4.9. Perfiles de pilotes de punta (H P)

Los Perfiles HP, como los perfiles de patín ancho, tienen dos patines con sus superficies paralelas y un elemento de alma. Los espesores del alma y del patín son iguales, y el ancho del patín así como el peralte de la sección son aproximadamente iguales al peralte nominal de la sección. Estos perfiles se conocen también como “pilotes de punta”.

La designación HP 12 x 63 indica un perfil de pilote de punta nominal de 12" de peralte, (Su peralte real es de 11,94") y 63 libras por pie lineal de largo.

Las almas más gruesas, comparadas con los perfiles de patín ancho, proporcionan una mejor resistencia al impacto de hincado en un pilote.

Figura 23. **Pilote de punta (Viga - HP)**



Fuente: CASTILLO, Maximiliano. Un puente de armaduras metálicas. p. 16.

Dentro de los perfiles estructurales laminados en caliente se describen de acuerdo a su nomenclatura del ASRM Acero A36, A529, A572, A588, A709, A913 y A992.

El Instituto Americano de la Construcción del Acero - en inglés - *American Institute of Steel Construction* - (AISC) fue fundado en 1921 y es la institución que trabaja constantemente en pro del mejoramiento y adelanto en el uso del acero estructural, buscando siempre tanto lo eficiente, como lo económico.

Rige el control de clases y calidades del acero, a través de investigaciones y estudios constantes; fruto de estas constantes investigaciones es la publicación entre otras varias, del “ Manual de la Construcción del Acero “ que data desde 1926 y su objetivo primordial es regir y normar a todas las casas productoras de acero en los EE.UU.

Complementando toda información para el diseño y conjuntamente con otras entidades como ASTM, específica en propiedades y cualidades de diversas clases de aceros, exponiendo una amplia gama de datos estructurales que sirven para dar las normas de diseño, no cubriendo todas las variantes que puedan existir en las exigencias estructurales, esto es físicamente imposible de cubrir por lo extenso del campo y cuando lo descrito anteriormente sucede, se recurre a los diferentes catálogos especiales de las casas productoras de acero estructural, que específicamente están capacitadas para brindar cualquier dato o información según sea la necesidad del diseñador, pero siempre dentro del rango lógico de exigencias estructurales.

Según el manual del Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC), éste proporciona información detallada sobre los diferentes perfiles estructurales en acero denominados en forma abreviada por medio de un sistema descrito en el manual, para su uso en planos con especificaciones y diseños.

Este sistema está estandarizado, de modo que todas las fábricas de laminación pueden usar la misma nomenclatura para fines prácticos de trabajo, por lo que es necesario tener un sistema a base de números y letras que pueda imprimirse por medio de un teclado estándar.

#### 4.5. Ejemplos de formas y dimensiones del acero

- a) Una W27 x 114 es una sección W con 27 pulgadas aproximadamente de peralte y peso de 114 libras/pie.
- b) Una S12 x 35 es una sección S con 12 pulgadas de peralte y peso de 35 libras por pie.
- c) Una HP12 x 74 es una sección usada como pilote de carga con 12 pulgadas aproximadamente de peralte y peso de 74 libras por pie; estos perfiles tienen almas más gruesas que las W regulares y se usan para resistir mejor el impacto del hincado; el ancho y peralte de estas secciones son aproximadamente iguales, teniendo los patines y el alma espesores iguales.
- d) Una M8 x 6,5 es una sección de 8 pulgadas de peralte y peso de 6,5 libras por pie que forma parte de un grupo de miembros estructurales tipo H con doble simetría que no puede clasificarse por sus dimensiones como W, S o HP.
- e) Una C10 x 30 es un canal con 10 pulgadas de peralte y peso de 30 libras por pie.
- f) Un L6 x 6 x ½ es un angular de dos lados iguales, cada uno de 6 pulgadas de longitud y ½ pulgada de espesor.

- g) Una MC 18 x 58 es una canal que no puede clasificarse por sus dimensiones como C teniendo un peralte de 18 pulgadas y peso de 58 libras por pie.
- h) Una WT 18 x 140 es una te que se obtiene al cortar en dos una W 36 x 280; este tipo de sección se conoce como T estructural.

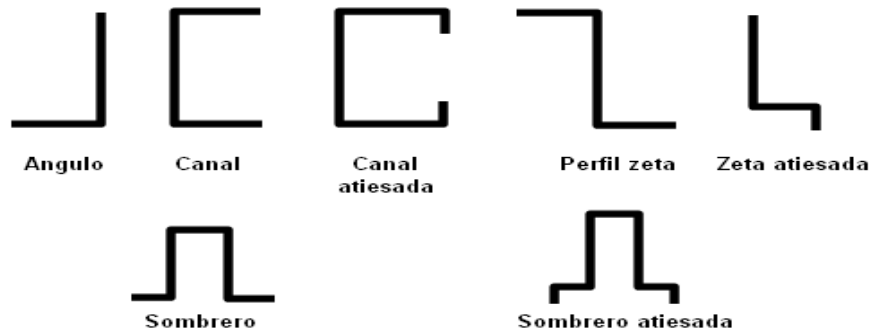
A través de los años han habido cambios en los tamaños de los perfiles de acero; por ejemplo puede haber poca demanda que justifique seguir laminando un cierto perfil; un perfil puede discontinuarse, porque se desarrolla un perfil de tamaño similar, pero más eficiente en su forma.

#### **4.6. Perfiles de pared delgada doblados en frío**

Además de los perfiles de acero laminados en caliente, analizados en la sección anterior, se tienen los perfiles de acero doblados en frío.

Estos se fabrican doblando hojas delgadas de acero al carbono o de baja aleación en prácticamente cualquier sección transversal deseada.

Figura 24. **Perfiles doblados en frío**



Fuente: MACCORMAC, Jack C. Diseño de estructuras metálicas. p. 10.

Estos perfiles pueden usarse como miembros ligeros en techos, pisos y paredes; varían en espesor que van de 1/64 de pulgada a 1/4 de pulgada; si bien el trabajo en frío reduce algo la ductilidad, también incrementa en alguna medida la resistencia.

#### 4.7. **Relación esfuerzo – deformación del acero estructural**

Para comprender el comportamiento de las estructuras de acero, es indispensable que se conozcan las propiedades del acero.

Los diagramas de esfuerzo - deformación ofrecen parte de la información necesaria para entender cómo se comporta el acero en una situación.

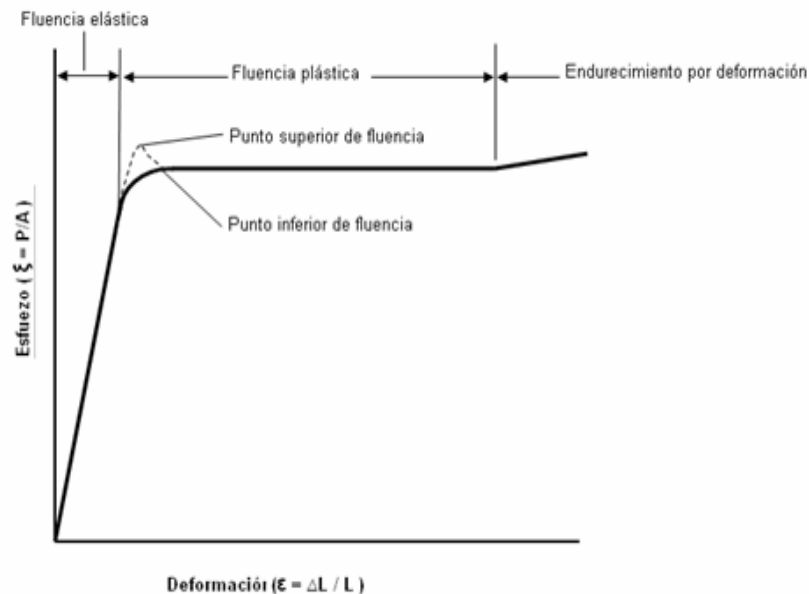
El mayor esfuerzo, para que sea válida la ley de Hooke, en el punto más alto de la porción recta del diagrama esfuerzo – deformación, se denomina límite proporcional; (en 1660 demostró que la carga y la deformación son proporcionales).



Al mayor esfuerzo que un material puede resistir sin deformarse permanentemente se llama límite elástico; este valor rara vez se mide y para la mayoría de los materiales estructurales, incluido el acero, es sinónimo del límite proporcional; por esta razón se usa a veces el término límite proporcional elástico. Al esfuerzo en el que se presenta un incremento brusco en el alargamiento o deformación sin un incremento correspondiente en el esfuerzo, se denomina esfuerzo de fluencia; corresponde al primer punto del diagrama esfuerzo – deformación para el cual la tangente a la curva es horizontal.

El esfuerzo de fluencia es para el proyectista la propiedad más importante del acero, ya que muchos procedimientos de diseño se basan en este valor; más allá del esfuerzo de fluencia, hay un intervalo en el que ocurre un incremento considerable de la deformación sin incremento del esfuerzo.

Figura 25. **Diag. Esf. – Def. De un acero c/ bajo contenido de carbono**



Fuente: MAcCORMAC, Jack C. Diseño de estructuras metálicas. p. 12.

La deformación que se presenta antes del esfuerzo de fluencia se denomina deformación elástica, a la deformación que ocurre después del esfuerzo de fluencia, sin incremento de esfuerzo, se denomina deformación plástica; ésta última deformación es generalmente igual en magnitud a 10 o 15 veces la deformación elástica.

La fluencia del acero  $F_y$  puede parecer una seria desventaja, pero en realidad es una característica muy útil; con frecuencia ha prevenido la falla de una estructura debido a omisiones; si el esfuerzo en un punto de una estructura de acero dúctil alcanza el esfuerzo de fluencia, esa parte de la estructura fluirá localmente sin incremento en el esfuerzo, impidiendo así una falla prematura; esta ductilidad permite que los esfuerzos en una estructura de acero se reajusten.

Otra manera de describir este fenómeno es afirmar que los altos esfuerzos causados por la fabricación, el montaje o la carga, tienden a igualarse entre sí.

Después de la región plástica se tiene una zona llamada endurecimiento por deformación en la que se requieren esfuerzos adicionales para producir deformaciones mayores.

En la gráfica anterior se muestra un diagrama típico de un acero estructural de bajo contenido de carbono; sólo se muestra aquí la parte inicial de la curva, debido a la gran deformación que ocurre antes de la falla; en el punto de falla los aceros dulces tienen deformaciones unitarias que equivalen a valores que oscilan entre 150 y 200 veces los correspondientes a la

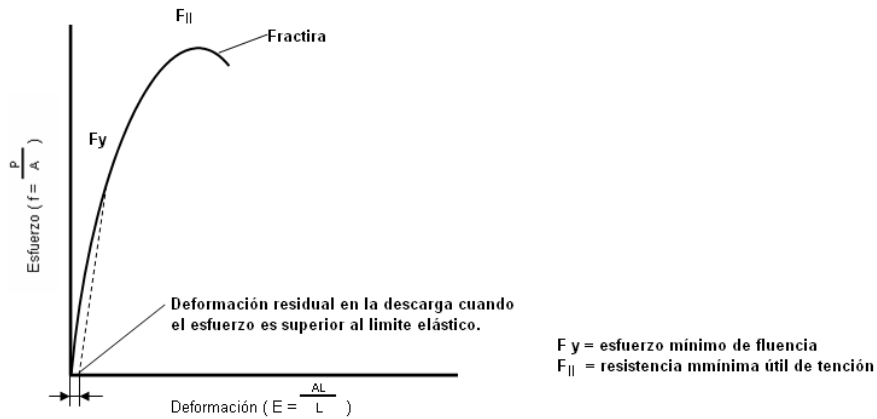
deformación elástica; la curva alcanza su esfuerzo máximo y luego desciende una pequeña distancia antes de que ocurra la falla de la probeta.

En esta región de la curva se presenta una marcada reducción de la sección transversal, llamada estricción del elemento.

La curva esfuerzo – deformación de la gráfica anterior es típica de los aceros estructurales dúctiles, y se supone que es la misma para miembros a tensión o compresión, (los miembros estructurales a compresión deben ser gruesos, ya que sus miembros esbeltos sujetos a compresión tienden a flexionarse lateralmente, y sus propiedades se ven afectadas por los momentos que generan). La forma del diagrama varía con la velocidad de carga, el tipo de acero y la temperatura; en la gráfica anterior se muestra dicha variación; la línea interrumpida que incluye el punto de fluencia superior ocurre cuando un acero dulce se carga rápidamente; en tanto que la curva con la fluencia inferior se obtiene con una carga lenta.

Una propiedad muy importante de una estructura que no se ha esforzado más allá de su punto de fluencia, es que ésta recuperará su longitud original cuando se supriman las cargas; si se esfuerza más allá de este punto, recuperará sólo parte de su longitud inicial; este hecho ofrece la posibilidad de probar una estructura existente cargándola y descargándola; si después de que las cargas se retiran la estructura no recupera sus dimensiones originales, esto significa que se ha esforzado más allá de su punto de fluencia.

Figura 26. **Diag. Esf. – Def. Característico de un acero frágil**



Fuente: MACCORMAC, Jack C. Diseño de estructuras metálicas. p. 14.

Desafortunadamente, la baja ductilidad o fragilidad es una propiedad asociada con la alta resistencia del acero (no necesariamente asociada a los aceros de alta resistencia).

Como es conveniente tener a la vez alta resistencia y gran ductilidad, es recomendable decidir un término medio entre ellos; un acero frágil puede fallar repentinamente, sin dar aviso, cuando se sobrecargue y durante el montaje puede fallar debido a los impactos propios de los procedimientos de construcción. Los aceros frágiles, tienen un intervalo considerable en el que el esfuerzo es proporcional a la deformación, pero no tienen un esfuerzo de fluencia claramente definido, sin embargo, para aplicar muchas de las fórmulas dadas en las especificaciones de diseño de acero estructural, es necesario tener valores definidos del esfuerzo de fluencia independientemente de que los aceros sean dúctiles o frágiles.

Si un miembro de acero dulce se deforma más allá de su límite elástico y luego se descarga, él no retornará a una condición de deformación nula.

Al descargarlo, su diagrama esfuerzo – deformación unitaria seguirá una nueva trayectoria (indicada con línea punteada en la gráfica) paralela a la línea recta inicial; como consecuencia se tendrá una deformación permanente o residual.



## **5. DEFINICIÓN DE UNA PASARELA DE METAL**

### **5.1. Definición de un puente o viaducto**

Es una estructura fabricada de madera, piedra, ladrillo, concreto armado y acero; cuyo fin es salvar un obstáculo, ya sea natural como un río y/o artificiales como una vía de carreteras; se construye para que exista continuidad.

Un puente descansa sobre sus extremos llamados estribos, a veces tiene un apoyo intermedio llamados pilas, sobre los cuales se pueden apoyar arcos, vigas, cables y armaduras, que a su vez, soportan el tablero, sobre el cual se tiende una vía de comunicación continua que puede ser férrea o vehicular.

### **5.2. Clasificación de los puentes**

Los puentes se pueden clasificar de acuerdo a lo siguiente: por su utilidad pueden ser puentes para carreteras, puentes para vías férreas, puentes para pasos de tuberías, puentes grúas y puentes peatonales; por su material pueden ser de concreto, ya sea reforzado o pre esforzado, puentes mixtos y puentes metálicos de acero.

### **5.3. Definición de una pasarela de metal o puente peatonal de metal**

Es una estructura de acero destinada a salvar un obstáculo, dando continuidad de paso a personas o peatones que desean acortar una distancia de una manera segura.

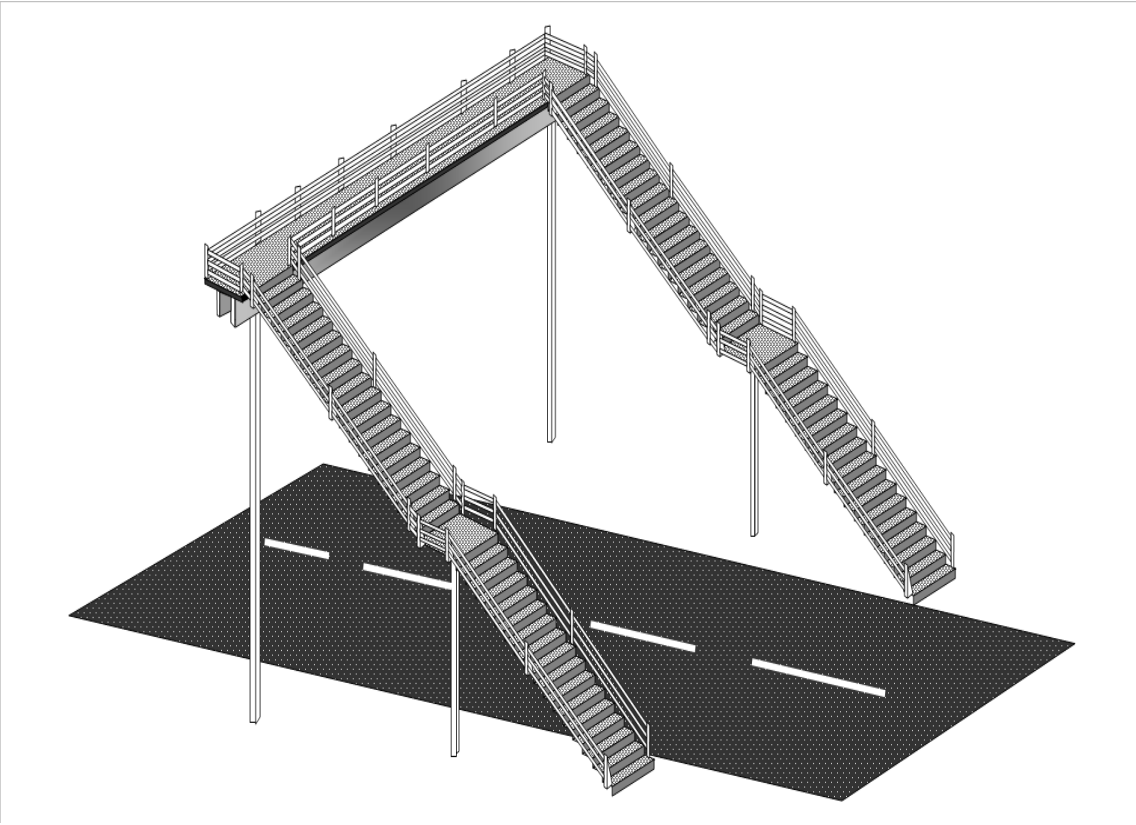
#### **5.4. Parte de una pasarela de metal o puente peatonal de acero**

Una pasarela de metal se divide en dos partes: la primera parte es la sub estructura y la segunda parte es la súper estructura; la sub estructura es llamada también Infraestructura o sea la parte inferior de la pasarela de metal, cuya finalidad es de apoyo o soporte a la parte superior, que transmite al suelo todas las fuerzas que se originan por el peso y las cargas que actúan por el puente peatonal de metal; está compuesto por las siguientes partes: zapatas de cimentación, estribos o pilares extremos y pilas o apoyos centrales con sus respectivos cimientos.

La superestructura, es la parte superior de la pasarela de metal, que se utiliza para salvar el obstáculo requerido (carretera, calle, avenida, etc.) formada también por la pista o área de caminamiento llamado piso y los barandales que dan protección a los peatones, de manera que el piso recibe la carga viva que pasa sobre la pasarela de metal y que transmite a los elementos portantes, tableros horizontales o vigas principales que soportan directamente dicha carga, y éstas están apoyadas en los estribos y/o pilas centrales, que a su vez reciben la carga muerta por el peso propio de todos los elementos de la pasarela de metal, para luego transmitir la carga por medio de las armaduras y luego a las pilas y los estribos.



**Figura 27. Pasarela peatonal**



Fuente: elaboración propia.



## **6. CARGAS QUE ACTUAN EN UNA PASARELA DE METAL**

### **6.1. Tipos de cargas**

#### **6.1.1. Origen de las cargas gravitacionales**

La estimación precisa de las cargas que pueden aplicarse a una estructura, durante su período de vida útil, es una de las tareas más importantes y difíciles en el diseño estructural, no deben dejar de considerarse otras cargas que puedan presentarse, ya que el problema consiste en determinar qué carga será desfavorable en un momento dado.

Existen códigos, guías y normas que regulan las cargas de distribución mínima, y por lo tanto se deduce en base a los códigos anteriores, qué cargas son puntuales: son las cargas que representan la acción de otro componente estructural y que entra en contacto con otro miembro, ejemplo: el soporte de una escalera en una viga, las cargas lineales: son cargas expresadas en fuerza por unidad de longitud, ejemplo: el peso de una pared divisoria, que actúa sobre una viga de apoyo, y las cargas superficiales distribuidas: son las que se dan en términos de fuerza por unidad de área y suelen transformarse en cargas lineales.

El término carga, se refiere a cualquier peso, y no es más que la resultante de una magnitud de un esfuerzo resistente por parte de la estructura.

Existen muchas reacciones que originan las cargas, y muchas maneras de clasificarlas; los principales orígenes de las cargas sobre un puente o

pasarela de metal son: por gravedad y por sismo; de gravedad se originan por el peso de la estructura, y peso de peatones; y para su cálculo se determinan mediante el volumen, la densidad, y el tipo de distribución de los elementos; usualmente su dirección y sentido van verticalmente y en sentido hacia abajo, con una constante de magnitud.

De sismo se originan, especialmente en nuestro medio - Guatemala – por el acomodamiento de placas tectónicas, sacudiendo el terreno debido a fallas subterráneas, explosiones volcánicas, ya sean externas sobre la superficie terrestre o subterráneas; y para su cálculo se determinan por predicciones de probabilidad de ocurrencia con base en estudios geológicos de la región, así como registros de actividad sísmica anterior; el principal efecto de esta fuerza es la acción de impulso horizontal provocado por la inercia de la masa propia en este caso del puente peatonal; usualmente su dirección y sentido es de un movimiento de un lado a otro horizontalmente y de arriba hacia abajo del suelo de apoyo, en respuesta de la pasarela por sus propiedades dinámicas.

De la presión del suelo, se originan por la acción del suelo como un semi fluido sobre objetos enterrados en él, y para su cálculo se determina generalmente porque el suelo, que es equivalente a un fluido con una densidad igual a una parte del suelo; su dirección y sentido se da por una presión horizontal sobre los apoyos de un puente peatonal.

Además de las anteriores, cabe mencionar las reacciones por vibración que son provocadas por el movimiento de maquinaria pesada y vehículos en movimiento y las reacciones por acciones internas que son inducidas las fuerzas por el asentamiento de los apoyos, deslizamiento o aflojamiento de elementos conectados entre sí en el puente peatonal, dándose los pandeos.

### 6.1.2. Cargas de diseño

Las cargas de diseño de un puente peatonal o pasarela de metal, suele especificarse en códigos tales como: códigos generales de construcción y códigos de diseño.

Los códigos generales de construcción son los que especifican los requisitos de instituciones oficiales relativas a las cargas mínimas de diseño para estructuras y sus estándares mínimos para la construcción. Los códigos de diseño son los que proporcionan normas técnicas detalladas y se usan para establecer los requisitos del diseño estructural; los códigos en general, son sólo una guía general para el diseño.

Ejemplo de códigos generales de construcción:

- *American National Standard Building Code (ANSI)*
- *Basic Building Code*
- *Standard Building Code*
- *Uniform Building Code*

Ejemplos de códigos de diseño:

- *American Concrete Institute (ACI)*
- *American Institute of Steel Construction (AISC)*
- *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)*

En Guatemala se hace uso de diferentes códigos extranjeros, ya que como investigadores de la ingeniería, no se ha creado códigos propios que rijan los diseños para Guatemala.

### **6.1.3. Inicio del diseño de cargas de una pasarela de metal**

Se inician con aquellos elementos que están sometidos a las cargas principales de la estructura en forma secuencial, iniciando con los elementos de la sub estructura, como las zapatas de la cimentación; y luego el soporte de la superestructura, como losa de piso, vigas, columnas.

### **6.1.4. Tipos de carga de una pasarela de metal**

La estructura se proyecta considerando las siguientes cargas y fuerzas: carga muerta, carga viva, carga de impacto o efecto dinámico de la carga viva, cargas de sismo y otras como cargas de viento y nieve que no se usan en Guatemala.

### **6.1.5. Cargas de ocupación o de uso**

La carga de piso que se va a aplicar a determinada área de una pista de uso peatonal, depende de su pretendida utilización u ocupación; en la actualidad se usa la carga dada por los códigos internacionales tales como AISC, estas cargas se deben a los seres humanos, y al equipo de transporte liviano como bicicletas y motocicletas pequeñas. Debido a que las cargas de ocupación son aleatorias en su naturaleza, no existe una forma precisa para aplicar las cargas reales a un área de piso dada.

Dichas cargas se especifican como cargas uniformes sobre una área total; por esta razón es que estas cargas son extremadamente conservadoras, y su incertidumbre es la incógnita a encontrar, por lo cual en algunos códigos se especifican como cargas concentradas y se colocan en posiciones que

provoquen esfuerzos máximos; para el caso del puente peatonal o pasarela de metal peatonal se tomará la carga como 125 libras/pie<sup>2</sup>.

#### **6.1.6. Carga muerta**

Son los pesos de los diversos miembros estructurales, así como los pesos de los objetos que hacen que esté unida la estructura; se pueden estimar por fórmulas basadas en pesos y tamaños de estructuras similares, estimándose dichas estructuras por magnitud de sus cargas, dando lugar a determinados pesos y densidades de acuerdo a tablas.

En la carga muerta se incluye el peso propio de la estructura, parapetos y capa adicional sobre la pista de caminamiento del peatón, que usualmente es una capa de concreto.

Para calcular la carga muerta se considera el siguiente peso volumétrico:

- Hierro fundido = 487 libras/pie<sup>3</sup>
- Acero estructural = 490 libras/pie<sup>3</sup>
- Concreto reforzado = 150 libras/pie<sup>3</sup>
- Banqueta o pista peatonal = 85 libras/pie<sup>3</sup>

Los parapetos se diseñan para resistir una fuerza lateral horizontal  $P_p = 10\ 000$  Libras dividido entre los diversos miembros situados a 2 pies arriba del piso de la pasarela.

Para calcular la carga muerta es sencillo, sólo se requiere la determinación de los volúmenes de los distintos componentes de la estructura, y

se multiplican por los pesos volumétricos de sus materiales constitutivos; es importante recordar la dimensional del peso volumétrico que se da en libras /pie<sup>3</sup>.

### 6.1.7. Carga viva

Consiste en el peso de la carga móvil, y varía en magnitud, puede ser causada por los pesos de los objetos en movimiento, como las personas, o vehículos de dos ruedas como bicicletas y motocicletas pequeñas.

Las especificaciones del AISC establecen que a menos que se indique lo contrario, las cargas vivas deben de incrementarse en cierto porcentaje.

Algunos de estos porcentajes son 100% para elevadores, 33% para colgantes de soporte de piso y balcones y hasta 50% para maquinaria de movimiento alternativo o unidades de potencia pequeñas.

Para nuestro caso particular de la pasarela peatonal de metal, la carga viva se considerará de la manera siguiente:

- Para puentes peatonales con claros hasta 29,50 pies = 100 libras/pie<sup>2</sup>
- Para puentes peatonales con claros de 29,50 pies a 98,4 pies = 61,48 libras/pie<sup>2</sup>
- Para claros mayores de 98.4 pies de longitud se calcula:

$$P = \{146,46 + (4 464,48 / L) [(16, 76 - A / 15,24)]\} \text{ de donde:}$$

P = Carga viva por pie cuadrado, con un valor máximo a 75 libras/pie<sup>2</sup>

L = Longitud de la banqueta en pies

A = Ancho de banqueta en pies



### **6.1.8. Cargas de impacto**

Son causadas por las vibraciones de las cargas móviles; las cargas de impacto son iguales a la diferencia entre la magnitud de las cargas realmente causadas y la magnitud de las cargas si éstas hubiesen sido muertas; solo se aplica en partes de la superestructura como: columnas de acero, torres de acero, y todas aquellas partes de la estructura que se prolonguen hasta los cimientos principales.

La parte de pilotes de acero que sobresalgan del nivel del terreno y que se hallen rígidamente conectados a la superestructura, ya sea que formen marcos rígidos, como parte de la estructura; la cantidad permisible en que se incrementan los esfuerzos, se expresa como una fracción de los esfuerzos por carga viva, y se determina así:

$I = (15,24) / (L + 38,10)$  de donde:

I = Impacto en porcentaje (máximo 30%)

L = Longitud en pies, de la parte del claro que debe cargarse para producir el máximo esfuerzo en el miembro

### **6.1.9. Cargas por lluvia**

La precipitación atmosférica puede producir cargas significativas, especialmente en el diseño de cubiertas; y por el mal diseño de los drenajes, la carga incrementada por precipitación puede causar deflexión en la estructura; la repetición constante de esta deflexión puede dar lugar a un desplome en la estructura.

En el caso de la pasarela de metal, el mejor método para evitar un encharcamiento es dejar una pendiente mínima de  $S = 2\%$  a la pista de caminamiento peatonal de la pasarela de meta.

#### **6.1.10. Otras cargas**

Por lo general, todas las estructuras están sujetas a cargas que se mueven a lo largo de sus claros; y muy rara vez el ingeniero estructural tiene que tratar con estructuras que soportan únicamente cargas fijas.

Los edificios industriales con grúas, los edificios de oficinas con mobiliario y humanas, las estructuras que soportan bandas transportadoras, y los puentes tanto vehiculares como peatonales, se clasifican dentro de la categoría con cargas móviles y dinámicas; y por consiguiente todo elemento de una estructura debe diseñarse para las condiciones más severas que puedan desarrollarse en ella.

Para todo esto es necesario recurrir a diagramas, para encontrar y localizar puntos críticos, para colocar éstas cargas, lo más útil que se conoce es la línea de influencia, y que se define como un diagrama cuyas ordenadas muestran la magnitud de una estructura, cuando una carga unitaria se mueve a lo largo de ésta; cada ordenada del diagrama da un valor del elemento mecánico cuando la carga está situada en el lugar asociado a esa ordenada particular; dicho diagrama permite determinar la combinación particular que provocará una reacción máxima de carga en una ubicación dada.

Otro aspecto que hay que tomar en cuenta es la temperatura en una estructura, o de algunos de sus miembros; el acero, por el aumento de la

temperatura, el material tenderá a expandirse y que se supone de manera directamente proporcional al cambio de temperatura; esto se expresa en términos de la deformación inducida por un incremento en la temperatura, y está dada por la ecuación:  $\epsilon = (\infty) \times (\Delta T)$ , de donde:

$\epsilon$  = Deformación unitaria

$\Delta T$  = Cambio de temperatura

$\infty$  = Coeficiente de expansión térmica

El valor de  $\infty$  para diversos materiales que se emplean en las estructuras de una pasarela peatonal de metal, es casi similar; tanto para el concreto, como para el acero, lo cual favorece el trabajo en conjunto de ambos, es por esto que en el concreto reforzado, se da al cambiar de temperatura un elemento, tanto el concreto como el acero sufren deformaciones prácticamente iguales, y por tanto, no existe la tendencia al corrimiento.

De las barras de acero, dentro de la masa de concreto, ni tampoco se generan esfuerzos en el área de contacto entre los dos materiales utilizados.

$\infty$  A 1° C. Para el acero = 0,000012

$\infty$  A 1° C. Para el concreto = 0,000010

Es importante observar que si la estructura es libre para deformarse, entonces los desplazamientos ocurrirán sin esfuerzos internos; esta es la justificación de las juntas de expansión en los puentes; para ayudar técnicamente a la estructura se deben provocar los cambios por temperatura.

En las estructuras catalogadas como determinadas, los esfuerzos internos no se expanden por temperatura; mientras que en una estructura catalogada como indeterminada, si tienden a desarrollar esfuerzos térmicos.

### 6.1.11. Cargas laterales

Las cargas laterales son de 4 tipos; por viento, por sismo, hidrostáticas y presión de tierra; a continuación se presenta un análisis detallado de éste tipo de cargas.

#### 6.1.11.1. Carga de viento

El viento puede actuar en cualquier dirección en general, y se debe investigar cuál es el sentido que produce efectos desfavorables en la estructura; se sugiere tomar en cuenta la acción del viento en dos direcciones ortogonales que coincidan con los ejes principales del sistema estructural. En una pasarela de metal y otras estructuras, será suficiente considerar el efecto estático del viento, determinando las presiones o succiones que actúan en direcciones perpendiculares a la superficie expuesta al viento; las magnitudes de las cargas del viento varían con la localidad geográfica, la altura sobre el terreno, el tipo de terreno que rodea a la estructura, incluyendo otras estructuras aledañas y con otros factores. La ley que describe la variación de la velocidad del viento con la altura, deducida de mediciones con anemómetros colocados en diferentes posiciones, se representa por la ecuación dada en el *Uniform Building Code* (UBC) de EE.UU.

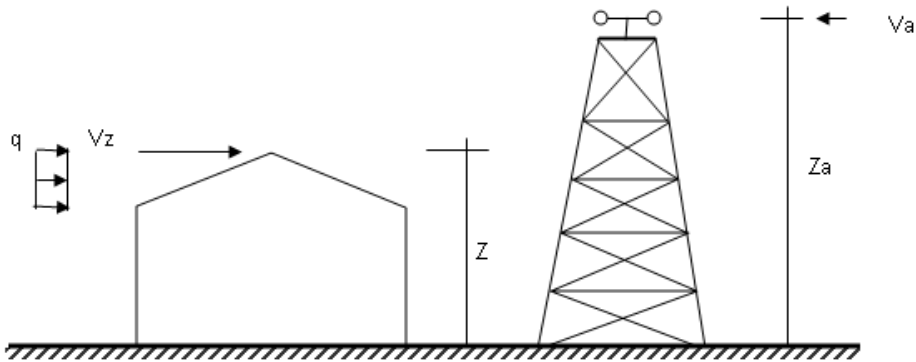
$V_z = (V_a) X (Z / Z_a)^\alpha$ , de donde:

$V_z$  = Velocidad a una altura  $Z$

$V_a$  = Velocidad a una altura de referencia  $Z$

$\alpha$  = Potencia de la relación  $Z / Z_a$

Figura 28. **Velocidad del viento**



Fuente: PAREDES RUIZ, Paola A. Guía teórica y práctica de diseño estructural.  
p. 13.

La exponente  $\alpha$  depende, esencialmente de lo accidentado del terreno, determinado para cada lugar; para Guatemala  $\alpha = 0,22$ ; esta velocidad de diseño del viento depende de los siguientes factores:

- De la ubicación geográfica de la construcción
- De las características topográficas locales del sitio, en lo relacionado con la rugosidad superficial
- De la altura sobre el nivel del terreno, de la porción de la estructura a considerar
- De la importancia de la construcción
- De la sensibilidad de la estructura a los efectos de ráfaga

Los reglamentos especifican una velocidad de diseño básica a nivel regional que debe afectarse por factores correctivos para tomar en cuenta; en

este caso le corresponde una altura de 32,80 pies  $\approx$  10 m. sobre el nivel del terreno y se supone, conservadoramente, constante para alturas menores.

Las condiciones de rugosidad del terreno modifican la forma en que la velocidad varía con la altura; para la ciudad capital de Guatemala, las velocidades mínimas de diseño de viento son de 90 Km. /hora, mientras que en las costas se tomará en cuenta una velocidad de diseño de 140 Km. /hora.

La presión del viento en una estructura, se estima en la siguiente ecuación:

Sistema Inglés:

$$Q = 0,002558 (V_z)^2$$

$$Q = \text{Libra/pie}^2$$

$$V_z = \text{Millas por hora}$$

De donde:

$$Q = \text{Carga de viento por unidad de superficie}$$

$$V_z = \text{Velocidad de diseño del viento}$$

Sistema Internacional:

$$Q = 0,004818 (V_z)^2$$

$$Q = \text{Kilogramo/metro}^2$$

$$V_z = \text{Kilómetro por hora}$$

#### **6.1.11.2. Carga de sismo**

Un sismo ocasiona aceleraciones en la superficie del terreno; estas aceleraciones pueden descomponerse en sus componentes horizontales y verticales; normalmente el componente vertical es insignificante, pero el componente horizontal puede ser de magnitud considerable.

Un diseñador estructural debe ser capaz de estimar las características de los probables movimientos del suelo en un sismo futuro, y de relacionarlo con

un evento histórico conocido, para que por analogía, se puedan estimar las fuerzas y los daños.

Comúnmente, se usan dos sistemas de medición en los sismos, por varias razones; la primera medida es la magnitud del sismo, expresada como una magnitud de Richter, basada en la escala establecida por el profesor Charles Richter, del Instituto de Tecnología de California en 1935.

Richter eligió el término magnitud por analogía con el empleo correspondiente para fines astronómicos, de una escala absoluta de brillantes de las estrellas, y se basa en la amplitud máxima de ciertas ondas sísmicas registradas sobre un sismograma estándar a una distancia de 100 kilómetros.

Del epicentro del temblor se hace notar que la escala no dice nada de la duración y de la frecuencia, que tiene gran importancia en la causa del daño.

La escala Richter no tiene un máximo fijo; pero el dato más alto registrado hasta hoy día es 9; la escala Richter cumple con el propósito de posibilitar una comparación objetiva entre dos distintos sismos, pero expresa muy poco acerca de los efectos locales; o puede ser una medida inadecuada de grandes terremotos en términos de extensión del área geográfica afectada.

Y para obtener información directamente relacionada con un sismo local, y el daño a edificaciones, en los EE.UU., se usaron varias escalas de intensidad, y la más común es la de Mercalli Modificada (MM), originalmente propuesta en Europa en 1902 y modificada en 1931 por Wood y Newman, para satisfacer las condiciones constructivas que prevalecían en el área de California, EE.UU.

La escala Mercalli Modificada está basada en la observación subjetiva de los efectos de los sismos sobre: los edificios, el suelo y las personas; debido a que estos efectos eran diferentes, de acuerdo a la distancia al epicentro, naturaleza del suelo, y otras variables, un sismo tendrá muchos valores de escala Mercalli Modificada.

Pero tiene sus desventajas, ya que la magnitud está basada en la instrumentación objetiva, y en las matemáticas, pero no aporta información local sobre el sismo, que es de gran interés para el diseño estructural, ya que su metodología de comparación es subjetiva, pues la fuente de información consiste en observación, así como en la observancia sólo en un listado de materiales de construcción muy antiguo, y métodos de construcción basados en la mampostería, mientras que otros métodos de construcción modernos no los toma en cuenta; un ejemplo de esto son las estructuras de concreto prefabricado.

La práctica usual es diseñar estructuras en general, por cargas laterales adicionales (que representan las estimaciones de las fuerzas sísmicas) que son iguales a un porcentaje basado tanto en el peso de la estructura, como de su contenido (varía entre 5 a 10%).

Los códigos actuales, se encuentran basados en el código sísmico desarrollado por la *Structural Engineers Association of California* (SEAOC) y titulada por *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*.

Toda estructura puede ser diseñada o construida para resistir cargas producidas por fuerzas sísmicas laterales; y estas fuerzas pueden ser calculadas como el efecto de una fuerza aplicada horizontalmente, a cada nivel superior a la base.



La fuerza puede ser asumida como procedente de cualquier dirección horizontal.

El código sísmico publicado por la SEAOC proporciona una fórmula para estimar la fuerza constante  $V$  (llamada corte basal) en la base de una estructura debido a las fuerzas sísmicas representada por la ecuación:

$V = (Z) \times I \times (K \times C \times S \times W)$ , de donde:

$Z$  = Coeficiente de riesgo sísmico

$I$  = Coeficiente que depende de la importancia de la estructura

$K$  = Coeficiente que depende del tipo de estructura

$C$  = Coeficiente ligado al período de vibración de la estructura

$S$  = Coeficiente que depende del suelo de cimentación

$W$  = Peso propio de la estructura

Para estructuras de un nivel, la combinación de factores ( $Z$ ) ( $I$ ) ( $K$   $C$   $S$   $W$ ) va a tener el valor de 0,1 por lo que el valor para el corte basal  $V$  será:

$V = 0,1 \times W$  de donde:  $W$  = peso propio de la estructura

A continuación se presenta una explicación más profunda acerca de la determinación de los factores usados en el diseño sísmico, basado en la fórmula de corte Basal.

El valor de  $Z$  depende de la zona sísmica, en donde se localice la estructura. Después del terremoto del 4 de febrero de 1976 la república de Guatemala fue dividida en zonas según el riesgo sísmico que se presenta en cada una de ellas.

Tabla I. **División de zona sísmica de Guatemala**

REGION	ZONA
PARTE ALTA DEL PETÉN	2
IZABAL Y PARTE BAJA DEL PETÉN	3
ZONA CENTRAL DE LA REPÚBLICA	4,1
COSTA DEL PACÍFICO	4,2

Fuente: PAREDES RUIZ, Paola A. Guía teórica y práctica de diseño estructural.  
p. 17.

A cada una de estas zonas corresponde un riesgo sísmico y por lo tanto, un coeficiente de riesgo sísmico, (Z) éste se puede encontrar según la zona.

Tabla II. **Coeficientes de riesgo sísmico**

ZONA	RIESGO SÍSMICO	Z	INTENSIDAD MM
0	AUSENCIA DE DAÑO	0	
1	DAÑO MENOR: sismos lejanos que pueden causar daño a la estructura con períodos de vibraciones de 1 segundo	0,25	V y VI
2	DAÑO MODERADO	0,50	VII
3 Y 4	DAÑO MAYOR: daños cuantiosos en estructuras y calles	1,00	VIII

Fuente: PAREDES RUIZ, Paola A. Guía teórica y práctica de diseño estructural.  
p. 18.

Al hacer mención del daño en las estructuras, no se define el tipo de estructura (puede ser de concreto, madera, mampostería, acero, etc.) lo que hace más ambigua la selección del factor Z.

Para asignar el valor de la variable I, se debe de tomar en cuenta que, I debe de ser mayor que 1 y menor que 1,5; siempre tomando en cuenta el coeficiente depende de la importancia de la estructura.

Tabla III. **Factor de importancia de una estructura**

<b>TIPO DE ESTRUCTURA</b>	<b>VALOR de I</b>
ESTRUCTURAS FUNDAMENTALES (servicios de socorro)	1,50
ESTRUCTURAS DE INSTITUCIONES EDUCATIVAS (escuelas)	1,25 – 1,30
ESTRUCTURAS PARA USOS MULTIFAMILIARES	1,10
ESTRUCTURAS PARA EDIFICIOS UNIFAMILIARES	1,00
ESTRUCTURA PARA TANQUE ELEVADO	1,00

Fuente: PAREDES RUIZ, Paola A. Guía teórica y práctica de diseño estructural.  
p. 18.

El factor K refleja la ductilidad de la estructura; la ductilidad es la capacidad de deformación de la estructura, sin que ocurra una falla; para tales deformaciones su uso es adecuado para disipar energía y para reducir la respuesta de resistencia de la estructura; mientras más alta sea la ductilidad, más bajo es el factor K.

Un objetivo primordial, de un diseño sísmico, es garantizar alguna medida de ductilidad y evitar las fallas frágiles que son instantáneamente catastróficas, pues no dan aviso a la inminente falla. Con respecto a las estructuras de acero, éstas tienden a ser más dúctiles, que las de concreto reforzado, no funcionando en zonas sísmicas.

En investigaciones recientes se han diseñado nuevos métodos para las construcciones de conexiones dúctiles entre vigas y columnas, haciendo más competitivas las estructuras de concreto en zonas sísmicas; en la siguiente tabla se dan algunos valores del factor K para edificios y otras estructuras.

Tabla IV. **Factor K para edificios y otras estructuras**

<b>TIPO DE ESTRUCTURA</b>	<b>VALOR de K</b>
Edificios con sistema de marcos	1,50
Estructuras con sistema de caja, donde todas las paredes trabajan como muros de corte; excepto se usa $K = 1$ en edificios con una relación no mayor de 3 entre la altura y el ancho de la pared.	1,33
Estructuras con marcos dúctiles y muros de corte	0,80
Estructuras con marcos dúctiles y/o rígidos	0,67
Estructura para tanque elevado	2,50
Otras estructuras (no edificios)	2,00

Fuente: PAREDES RUIZ, Paola A. Guía teórica y práctica de diseño estructural.

p. 19.

El factor  $C$  depende del período natural fundamental de la estructura  $T$  y está dado por la ecuación:

$$C = 1 \div 15 \times \sqrt{T} \quad \text{o también} \quad C = 1 \div 15 \times (T)^{1/2}.$$

El valor de  $C$  debe de ser menor que 0,12.

El período natural fundamental de una estructura, es el tiempo necesario para que una estructura vibre durante un ciclo completo de respuesta cuando se libera desde una posición correspondiente al modo fundamental. Los períodos obtenidos dependen de la rigidez de los elementos estructurales y de la masa de la estructura. Para simplificar el proceso, en muchas instancias es posible estimar el período fundamental a partir de las siguientes expresiones, según las dimensionales con las que se esté trabajando, donde:

$H$  = Altura del edificio

$B$  = Base del edificio, a rostros exteriores, en dirección del análisis.

Sistema Inglés:

Sistema Internacional:

$$T = 0,05 H \div \sqrt{B}$$

$$T = 0,090 H \div \sqrt{B}$$

De donde  $B$  y  $H$  en pies.

De donde  $B$  y  $H$  en metros.

El valor del coeficiente  $S$  depende del tipo de suelo, donde se cimienta la estructura; generalmente los valores de  $S$  se encuentran entre los rangos de: no menor que 1,00 ni mayor que 1,50 y si se desconoce el valor de  $S$  se debe usar el valor mayor, que es 1,50.

El valor del producto de  $C \times S$  debe ser menor que 0,14; y si el producto de ambos coeficientes excede de este valor (0,14), se debe tomar 0,14 en la fórmula de corte Basal (V) el valor conjunto de  $C \times S$ .

En el término  $W$  se incluyen todas las cargas muertas de la estructura y con un porcentaje del 25% agregado a las cargas vivas por nivel; y va expresado de la siguiente manera:

$$W = \sum (cm) + 0,25 \sum (cv) \text{ expresado de otra manera: } W = \sum W_i.$$

Por lo que  $W_i = (W_{\text{losas}} + W_{\text{vigas}} + W_{\text{columnas}}) + [0,25 \times (cv) \times (A)]$ . De donde:

$W_i$  = Peso propio de cada nivel

$cm$  = Carga muerta de la estructura

$cv$  = Carga viva del nivel

$A$  = Área de la planta en cada nivel

Es muy importante tomar nota que la fórmula de  $W_i$  se utiliza para otras estructuras (como edificios de concreto reforzado) y también para determinar el peso de la columna de un nivel, se debe tomar el peso de  $\frac{1}{2}$  columna de abajo y de arriba y, para este tema específico se recomienda ver algún tema relacionado de áreas tributarias.

Con respecto al sismo, el efecto de la aceleración horizontal crece proporcionalmente con la distancia encima del terreno debido al efecto vibratorio del mismo sismo, por lo que las cargas de diseño se deben incrementar también proporcionalmente.

### 6.1.11.3. Presión de tierra

Una de las consideraciones indispensables en el diseño de una estructura, es la predicción de las presiones y las deformaciones laterales; considerando las condiciones iniciales del esfuerzo en el suelo y las condiciones de borde que describen la interacción suelo – estructura. Si la forma de la estructura no cambia como resultado del empuje lateral, la misma sólo experimenta rotación o traslación en un todo, se dice que es rígida y el problema puede ser resuelto considerando la deformación en un modo muy general.

Sin embargo, si la estructura sufre distorsión como consecuencia del empuje ocasionado por el suelo, las deformaciones estructurales influyen en la magnitud y distribución del empuje; a éste tipo de estructuras se les denomina flexible y, para su diseño, se utilizan métodos semi-empíricos.

Los cimientos, los muros de contención, los estribos de los puentes, las alcantarillas, los túneles y las construcciones subterráneas son unos cuantos ejemplos de estructuras que deben resistir la presión del terreno.

El empuje de tierra no solamente depende del tipo de suelo, sino que también es función del material de la estructura de retención de las cargas aplicadas sobre su relleno, un elemento de suelo, a una profundidad  $H$  se puede deformar verticalmente por efecto de la carga, pero, no se puede expandir lateralmente porque está confinado por el mismo suelo, bajo las mismas condiciones de carga.

Esto es equivalente al suelo colocado contra un muro inmóvil y sin fricción.

A una condición igual a la descrita, se le podría llamar: empuje de suelos en reposo, y este empuje se representa por la ecuación:

$$P_o = (K_o) \times (\gamma) \times (H). \quad \text{De donde:}$$

$P_o$  = Empuje de tierra en reposo en libras/pie

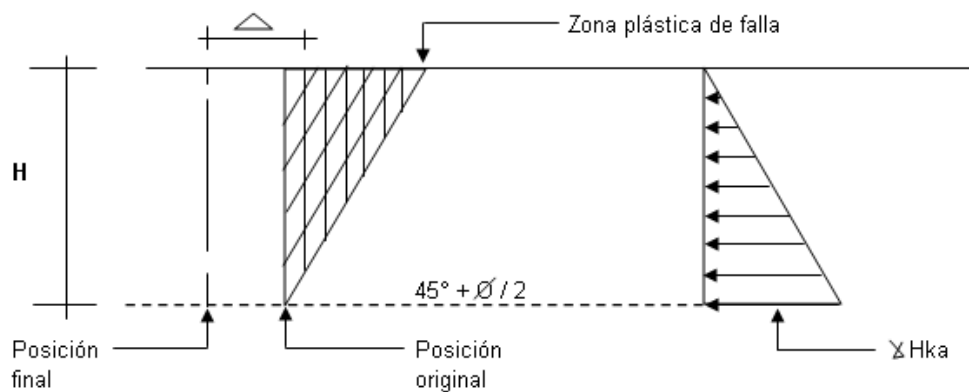
$K_o$  = Coeficiente del empuje de tierra en reposo

$\gamma$  = Peso unitario del suelo en libras/pie<sup>3</sup>

$H$  = Profundidad desde el punto analizado en pies

Si el muro que se describe anteriormente, sufre un desplazamiento como se muestra en el siguiente dibujo, se tendría un empuje de tierra activo.

Figura 29. **Empuje de tierra activo**



Fuente: PAREDES RUIZ, Paola A. Guía teórica y práctica de diseño estructural.

p. 22.



En este caso, como es evidente, las partículas del suelo han sufrido una expansión; un análisis podría indicar que la superficie de falla es, aproximadamente, un plano que forma un ángulo de  $45^\circ + \phi/2$  con el plano horizontal como se muestra. Para este caso, el empuje a una profundidad H se representa por:

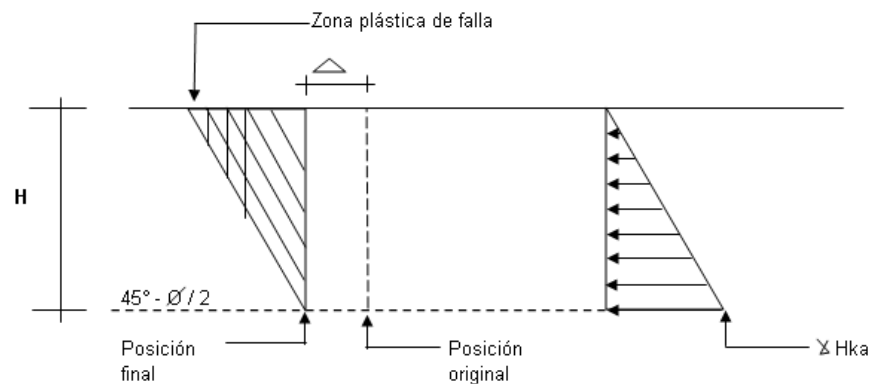
$$P_a = (K_a) \times (\gamma) \times (H). \quad \text{De donde:}$$

$P_a$  = Empuje activo de la tierra

$K_a$  = Coeficiente del empuje activo de la tierra

Si la pared se mueve, como se muestra en la siguiente gráfica, se tiene el caso pasivo de empuje de tierra.

Figura 30. **Empuje de tierra pasivo**



Fuente: PAREDES RUIZ, Paola A. Guía teórica y práctica de diseño estructural.  
p. 22.

En este caso, las partículas del suelo han sufrido una fuerza de compresión; un análisis podría indicar que la superficie de falla es, aproximadamente, un plano de  $45^\circ - \phi/2$  con el plano horizontal.

En este caso, el empuje a una profundidad  $H$  se representa por:

$P_p = (K_p) \times (\gamma) \times (H)$ . De donde:

$P_p$  = Empuje pasivo de la tierra

$K_p$  = Coeficiente del empuje pasivo de la tierra

La presión lateral, dependiendo del tipo de terreno se puede reducir de un 40% hasta un 80%; por ejemplo si analizamos la arena, llegamos a la conclusión que tiene una mínima cohesión y fricción que se tipifica con un decremento del 40%, mientras que un suelo altamente compacto, debe de mostrar poca presión lateral, reducida en un 80%.

Y cuando la estructura se encuentra debajo del nivel del agua freática, se debe de considerar el efecto combinado de presión del suelo y la presión del agua debajo del nivel del manto freático.

Para determinar los empujes del suelo, tanto en el caso del empuje activo como pasivo, se sugiere investigar otras teorías tales como: teoría de Rankine, teoría de Coulomb y el método de la espiral logarítmica.

#### **6.1.11.4. Integración de cargas gravitacionales**

El área tributaria, es el área de influencia de carga de un elemento estructural y debería incluir toda la porción de la estructura en la cual, si se aplica una carga, se afecta la fuerza interna en la sección que se está considerando.

En estructuras continuas como son casi todas en su totalidad de las que se construyen actualmente, las fuerzas internas en una sección son afectadas por las cargas aplicadas en cualquier punto de la estructura.

Se entiende por área tributaria del elemento de una estructura, sujeta a carga uniformemente distribuida, a aquella área que, multiplicada por la carga uniforme, define la carga total que se debe considerar, actuando sobre el elemento y que produce efectos iguales a los de la distribución real de cargas sobre la estructura.

El concepto proviene del análisis de estructuras en las que no hay continuidad en los apoyos, a través de los cuales sólo se transmite fuerza cortante; en este caso la reacción en cada apoyo es la suma de las cargas aplicadas desde el apoyo, hasta el centro del claro o más, propiamente, hasta el punto donde la fuerza cortante es nula. En las estructuras continuas, el concepto de área tributaria no tiene un significado preciso, sin embargo, sigue siendo muy útil y suficientemente apropiado para los análisis usuales que se realizan, considerando por separado, diferentes porciones de la estructura.

El área tributaria debe calcularse también, para fines de obtener la carga total sobre un elemento estructural.

En muchos casos, las cargas determinadas con el criterio de las áreas tributarias no tienen una distribución uniforme sobre el elemento que las recibe; sin embargo, hay que considerar que el criterio de áreas tributarias no es más que un artificio, y que la realidad es que la carga tendrá una distribución mucho más uniforme que la que se deduce del área tributaria, ya que tenderá a ser mayor en las zonas donde las deflexiones de la vigas son menores, o sea cerca de los extremos, y menor en el centro.

Por ello es aceptable considerar que la carga total aplicada en el área tributaria, está repartida uniformemente, sobre el elemento portante.

Debido a que la diferencia de carga entre una área grande y una pequeña es poca, en relación con el incremento del área tributaria, es admisible en general, emplear un solo valor de carga viva para el diseño de los elementos principales de la estructura, seleccionando el valor que corresponda al área de un elemento estructural representativo.

#### **6.1.11.5. Distribución de cargas gravitacionales**

Aún cuando existen en códigos y normas, muchas guías para la correcta distribución de cargas gravitacionales, es de tener mucho cuidado por parte del diseñador estructural, para definir la forma de distribución de cargas en los elementos de una estructura.

Generalmente las cargas son moderadas, como cargas puntuales concentradas, y las cargas lineales o cargas superficiales.

Una carga puntual es la que representa la acción de un componente estructural, al entrar en contacto con otro miembro de la estructura; un ejemplo se ve cuando una viga es soportada por una columna; la carga que la viga transmite a la columna será en forma de carga puntual en el eje de la misma; otro ejemplo se ve en la carga transmitida por una escalera, a una viga de apoyo, en la que la carga total de la escalera, es transmitida en forma de carga puntual.

Las cargas lineales, son cargas expresadas en fuerza por unidad de longitud; un ejemplo de estas cargas se puede observar en el peso transmitido

por una pared divisoria sobre una viga de apoyo. Las cargas superficialmente distribuidas, son las que se dan en términos de fuerza por unidad de área, y se suelen transformar a cargas lineales para el análisis de las estructuras; un ejemplo de este tipo se observa en la integración de cargas de losas en dos sentidos o de áreas tributarias, que su carga viva se da como una carga superficialmente distribuida.

### **6.1.12. Sistema estructural en pasarela de metal**

#### **6.1.12.1. Isostático**

Es aquella estructura cuyos tableros son estáticamente independientes uno del otro, y a su vez independientes desde el punto de vista de flexión en los apoyos que los sostienen; en conclusión es un puente simplemente apoyado.

#### **6.1.12.2. Hiperestático**

Es aquella estructura cuyos tableros son dependientes uno del otro desde el punto de vista estático, pudiendo establecerse una dependencia entre los tableros y sus apoyos; en conclusión es cuando un puente está formado por varias partes, como ejemplo está la losa de caminamiento, vigas, diafragmas transversales, etc., cuyo análisis tiene un grado de dificultad mayor al diseñar.

A continuación se da el siguiente dato de cargas vivas uniformemente distribuidas que son útiles, en diferentes diseños:

- Pasadizos y pisos superiores: 20,10 libras/pie<sup>2</sup>
- Marquesinas y tiendas de pisos superiores: 75 libras/pie<sup>2</sup>

- Corredores públicos: 80,15 libras/pie<sup>2</sup>
- Salones de baile, gimnasios, gradas y sótanos: 100 libras/pie<sup>2</sup>
- Carga ocupacional de personas que transitan sobre la superficie de una estructura con aglomeración de gente: 125 libras/pie<sup>2</sup>

## 7. ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA PASARELA DE METAL

### 7.1. Diseño estructural

De acuerdo a las especificaciones del Instituto Americano de Construcción de Acero (AISC) se utilizan dos métodos en el diseño estructural:

- a) ASD = *Allowable Stress Design*, que traducido al español es diseño por esfuerzos de trabajo que es el método tradicional, muy utilizado en el diseño de acero y madera.
  
- b) LRFD = *Load and Resistance Factor Design*, que traducido al español es diseño por factores de carga y resistencia última.

El diseño por esfuerzos de trabajo (ASD) se basa en el análisis del comportamiento que se presenta en las condiciones reales de uso estimadas, llamadas cargas de servicio. Los esfuerzos y las deformaciones producidas por la acción de estas cargas se analizan y se comparan con el esfuerzo o la deformación admisible y su seguridad; considerándose como el margen entre los esfuerzos producidos por la acción de las cargas de servicio y la resistencia última de los materiales. Los esfuerzos admisibles son una fracción de la resistencia límite de los materiales, donde el valor de la fracción constituye el margen de seguridad.

En el diseño por factores de carga y resistencia última (LRFD) se dimensionan los miembros estructurales de tal forma, que los esfuerzos alcancen el nivel último de carga bajo un nivel factorizado de carga.

Ejemplo de un valor típico utilizado, es en el diseño de concreto reforzado, como se muestra en la siguiente ecuación:

$$\text{Carga de diseño} = (1,4 \times cv) + (1,7 \times cm)$$

De donde se aplican los factores de seguridad a las cargas

Un elemento diseñado por el método de factores de carga y resistencia, (LRFD) también debe demostrar un comportamiento satisfactorio bajo las cargas normales de servicio. Las condiciones límites de funcionamiento son parte importante del diseño total, aunque su enfoque inicial sea la resistencia.

Como alternativa al método de diseño a la resistencia, se calculan las dimensiones de los elementos algunas veces, de manera que los esfuerzos en el acero y en el concreto, causados por cargas normales de servicio, estén dentro de unos límites específicos; estos límites conocidos como esfuerzos admisibles son una fracción de los esfuerzos de falla de los materiales; en el caso del concreto, éste responde en forma razonable elásticamente, a esfuerzos de compresión que no excedan la mitad de su resistencia; mientras que el acero permanece elástico casi hasta su esfuerzo de fluencia.

De esta manera, los elementos se pueden diseñar con base en la teoría elástica, siempre y cuando los esfuerzos para las cargas de servicio, permanezcan por debajo de éstos límites.



Si los elementos estructurales se calculan con base en las cargas de servicio, el margen de seguridad necesario se logra estipulando esfuerzos admisibles, con tales cargas que sean fracciones, convenientemente pequeñas, de la resistencia a la compresión del concreto y del esfuerzo de fluencia del acero; este fundamento de diseño se conoce como diseño para cargas de servicio.

## **7.2. Determinación de cargas de diseño**

Todos los objetos físicos tienen una estructura, en consecuencia, su diseño es parte del problema general; no se puede comprender de manera simple porque las pasarelas de metal y/o puentes peatonales se construyen como son, sin antes conocer y comprender sus problemas estructurales; por lo cual el analista del diseño debe tomar decisiones de manera inteligente sobre su forma y construcción.

La característica particular más importante de cualquier elemento estructural, es su resistencia real; debe ser lo suficientemente grande para que cubra los márgenes de reserva, para que todas las cargas previsibles que puedan actuar sobre la estructura, actúen durante toda la vida de trabajo, de acuerdo a su diseño, sin que se presente alguna falla o cualquier otro inconveniente.

Para esto, es importante el cálculo de los elementos, seleccionando las dimensiones y su cantidad de refuerzo – esto es para el caso de concreto reforzado - de manera que su resistencia sea la adecuada para sostener las fuerzas resultantes de ciertos estados de sobre carga, considerablemente

mayores que las cargas que se espera actúen realmente durante el servicio normal; este concepto de diseño se conoce como diseño a la resistencia.

En el método de diseño de carga y resistencia, se pueden ajustar los factores individuales de carga para representar grados diferentes de incertidumbre para los tipos de carga, todo esto de acuerdo a la combinación de cargas.

Toda estructura formada por varios elementos unidos y en equilibrio, afronta varios problemas no sólo por las fuerzas externas que actúan en ella, sino también las fuerzas que mantienen unidos entre si sus partes, dando lugar a la realidad de la 3ª. Ley de Newton que dice: las fuerzas de acción y reacción entre dos cuerpos en contacto tienen la misma magnitud, la misma línea de acción, y sentidos opuestos.

En la presente consideraremos la categoría de estructuras muy importantes en la ingeniería: Las armaduras que se diseñan para soportar cargas y son normalmente estructuras fijas y estables; constan exclusivamente de elementos rectos conectados en nodos localizados en los extremos de los elementos; es decir que, un miembro no puede ser continuo a través de un nodo, tomando en cuenta que cada armadura se diseña para soportar cargas que ejercen fuerza en su propio plano.

El modo más eficiente de usar el acero estructural es en un miembro a tensión; es decir que transmite tirones entre dos puntos de la estructura, y esto se logra a través de que las conexiones de los extremos se diseñan más fuertes que el cuerpo del miembro; un ejemplo de esto se ve en cables, torones y barras de acero.

En este caso los perfiles estructurales (o miembros prefabricados) que se van a utilizar, requieren de rigidez en un miembro a tensión, con el fin de resistir cargas laterales pequeñas y las cargas puedan estar sujetas a miembros en compresión y tensión alternas, como las diagonales de la armadura cerca del claro.

En la aplicación al proyecto diseño y cálculo de una pasarela de metal se usaran diferentes perfiles como el W; en muchos casos, se ha podido ver que se utilizan secciones tubulares, para minimizar la carga de viento.

### **7.3. Acero estructural**

Por muchos años, el acero estructural básico utilizado en la construcción y señalada por la Sociedad Americana para Pruebas de Materiales (ASTM) era el acero A7; que según la norma de los esfuerzos admisibles de trabajo, incluidos en las especificaciones del Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC) se basaba en que este tipo de acero tenía su punto de fluencia en 33 000 libras / pulgadas<sup>2</sup>.

En la actualidad y debido a la norma de diseño por factores de carga y resistencia última, existen nuevos tipos de acero estructural, como por ejemplo: el acero A373, el acero A440 y otros. Para los usos adecuados en Guatemala, el acero más utilizado es el A36 (que sustituyó al acero A7), pues su contenido de carbono se ha reducido para mejorar su soldabilidad, y cuyo punto de fluencia es más alto que el anterior, siendo 36 000 libras / pulgadas<sup>2</sup>.

Dicho aumento en la resistencia permite el uso de miembros de menor tamaño y por consiguiente se logran estructuras más ligeras, así como el uso

indistintamente en la fabricación de elementos remachados, atornillados, y soldados; los esfuerzos permisibles básicos para el acero A36 es de 2 000 libras /pulgadas<sup>2</sup> más alto que el acero A7.

Las formas disponibles en el mercado actual de Guatemala son: en barras, perfiles y láminas; las láminas se encuentran en diferentes tamaños y espesores; algunas empresas en el mercado han estandarizado los largos de los elementos, en 10 pies (3,048 metros) y 20 pies (6,096 metros) para facilitar el traslado y la venta del producto.

En la siguiente tabla se enumeran tanto los aceros al carbono, como los de alta resistencia, mostrando algunas de sus propiedades físicas.

Tabla V. **Propiedades de aceros estructurales**

TIPO DE ACERO	DESIGNACION "ASTM "	LIMITACION DE ESPEORES	RESISTENCIAS MINIMAS ESPECÍFICAS		SOLDABILIDAD
			RESISTENCIA A LA TENSION	PUNTO DE FLUENCIA	
ACEROS ESTRUCTURALES AL CARBONO	A7	TODO ESPESOR	60 000 Lb. / Pulg. <sup>2</sup>	33 000 Lb. / Pulg. <sup>2</sup>	Depende comp. Química.
	A373	HASTA 4"	58 000 Lb. / Pulg. <sup>2</sup>	32 000 Lb. / Pulg. <sup>2</sup>	Si
	A36	HASTA 4"	60 000 Lb. / Pulg. <sup>2</sup>	36 000 Lb. / Pulg. <sup>2</sup>	Si
ACEROS DE ALTA RESISTENCIA	A242	HASTA 4"	70 000 Lb. / Pulg. <sup>2</sup>	50 000 Lb. / Pulg. <sup>2</sup>	Depende comp. Química.
		DESDE 3/4 " HASTA 1 1/2"	67 000 Lb. / Pulg. <sup>2</sup>	46 000 Lb. / Pulg. <sup>2</sup>	Depende comp. Química.
		DESDE 1 1/2" HASTA 4"	63 000 Lb. / Pulg. <sup>2</sup>	42 000 Lb. / Pulg. <sup>2</sup>	Depende comp. Química.
ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y BAJA ALEACION	A440	HASTA 3/4"	70 000 Lb. / Pulg. <sup>2</sup>	50 000 Lb. / Pulg. <sup>2</sup>	No
		DESDE 3/4 " HASTA 1 1/2"	67 000 Lb. / Pulg. <sup>2</sup>	46 000 Lb. / Pulg. <sup>2</sup>	No
		DESDE 1 1/2" HASTA 4"	63 000 Lb. / Pulg. <sup>2</sup>	42 000 Lb. / Pulg. <sup>2</sup>	No
	A441	HASTA 3/4"	70 000 Lb. / Pulg. <sup>2</sup>	50 000 Lb. / Pulg. <sup>2</sup>	Si
		DESDE 3/4 " HASTA 1 1/2"	67 000 Lb. / Pulg. <sup>2</sup>	46 000 Lb. / Pulg. <sup>2</sup>	Si
		DESDE 1 1/2" HASTA 4"	63 000 Lb. / Pulg. <sup>2</sup>	42 000 Lb. / Pulg. <sup>2</sup>	Si

Fuente: BOWLES, Joseph E. Diseño de acero estructural. p. 21.

Los aceros con carbono difieren de los aceros de aleación y de baja aleación, en que el carbono y el manganeso son los principales elementos de refuerzo. El rango varía de acuerdo a los siguientes porcentajes de los siguientes elementos, menor de: 1,7% de C. (Carbono), 1,65% de Mn. (Manganeso), 0,60% de Si. (Silicio) y 0,60% de Cu. (Cobre). Si se incrementa el porcentaje de carbono, se eleva el esfuerzo de fluencia y la dureza, pero se reduce la ductilidad y se afecta de manera adversa la propiedad de soldabilidad, ya que la soldadura económica sin calentar, pos calentada o por medio de electrodos especiales de soldadura, es posible sólo cuando el contenido de carbono no excede de un 0,30%.

Por esta razón es que el acero estructural más utilizado en la construcción de edificios y puentes ha sido el acero A36, su contenido de carbono varía entre 0,25% y 0,29%, fósforo en un 0,04% y azufre un 0,05%; siempre y cuando dependa del espesor, y de las especificaciones del material preferido para los perfiles M, S, HP, C, MC, MT, ST, y L así como las placas.

Antes de comenzar el cálculo, se decide el tipo de acero a usar; el acero estructural más usado en nuestro medio es el acero designado como ASTM A36, que posee una curva de esfuerzo – deformación unitaria que nos ayudará en el esfuerzo permisible de flexión.

Es importante recordar que el esfuerzo de fluencia del acero A36 es  $F_y = 36\ 000\ \text{PSI}$  o  $36\ \text{Ksi}$ , un acero con un esfuerzo de fluencia de más de  $36\ \text{Ksi}$  se considera usualmente como un acero de alta resistencia, y para cálculos de diseño se utiliza el valor mínimo especificado de  $58\ \text{Ksi}$  a tensión; los reglamentos de construcción que permiten su flexión en la fibra extrema es de  $24\ 000\ \text{libras/pulgadas}^2$ .

El cociente así obtenido da  $S$  que es el módulo de sección requerido para la viga, y para seleccionar el perfil adecuado bastará con consultar las tablas de propiedades de secciones del AISC, en general la sección más liviana, será también la más económica.

Es muy importante que se comprenda perfectamente el procedimiento anteriormente descrito, ya que su aplicación es a cualquier tipo de carga; sin embargo en la práctica, el tipo más común es para vigas con carga uniformemente distribuida – como es este caso particular – y en estos casos los diseñadores pueden dirigirse directamente a algunas tablas de cargas admisibles en vigas; para seleccionar el tamaño adecuado de la misma, sólo es necesario conocer la carga y el claro.

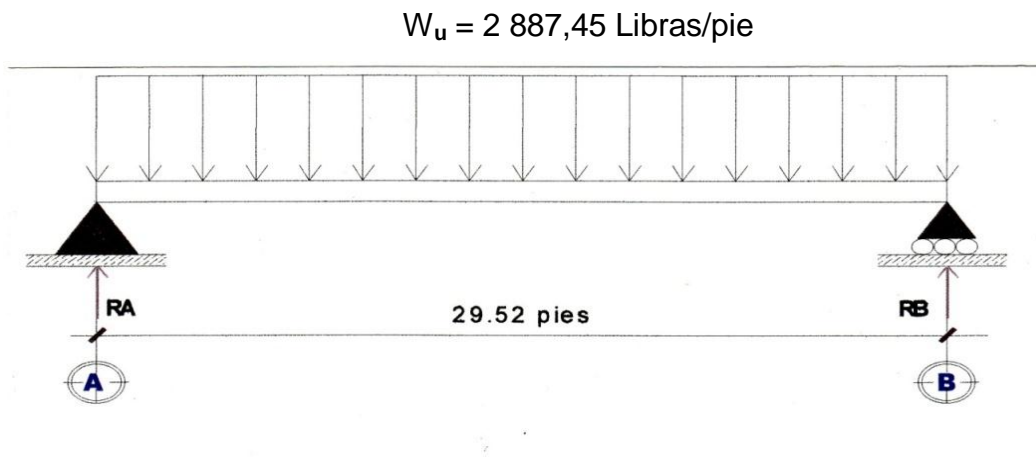
Según las especificaciones del manual del AISC por el método del LRFD su cálculo y su análisis estructural se toman con fuerzas ya factorizadas.

#### **7.4. Ejemplo de aplicación**

Este ejemplo se calcula en dimensionales del sistema inglés, ya que todas las tablas de dimensiones y propiedades de los diferentes perfiles del manual del AISC, vienen en dimensionales inglesas, tales como libras, pies, y pulgadas; el método utilizado en el desarrollo y aplicación del cálculo y diseño, se hizo por LRFD = *Load and Resistance Factor Design*, que traducido al español es diseño por factores de carga y resistencia última; ya que este último sustituyó al método anterior ASD = *Allowable Stress Design*, que traducido al español es diseño por esfuerzos de trabajo que era el método tradicional, pero actualmente discontinuado.

A continuación se diseña una pasarela de metal de longitud 29,52 pies de largo, por 4,92 pies de ancho peatonal, con una altura libre mínima de 18,40 pies, con carga uniformemente distribuida y conexiones típicas articuladas en los extremos y una carga viva de 125 libras/pie<sup>2</sup> y carga muerta = 322,4 libras/pie<sup>2</sup>.

Figura 31. Diagrama de carga



Fuente: elaboración propia

Solución:

$$W_u = [(1,2 \times \text{carga muerta}) + (1,6 \times \text{carga viva})]$$

$$W_u = [(1,2 \times \text{ancho} \times \text{carga muerta}) + (1,6 \times \text{ancho} \times \text{carga viva})]$$

$$W_u = [(1,2 \times 4,92 \text{ pies} \times 322,4 \text{ libras/pie}^2) + (1,6 \times 4,92 \text{ pies} \times 125 \text{ libras/pie}^2)]$$

$$W_u = [(1 903,45 \text{ libras/pie}) + (984 \text{ libras/pie})]$$

$$W_u = 2 887,45 \text{ libras/pie o } 2,88 \text{ Kip/pie}$$

Haciendo sumatoria de fuerzas verticales:

$$\Sigma F_y = 0 \uparrow +$$

$$R_A + R_B - (W_u) = 0$$

$$R_A + R_B - (2 887,45) = 0$$



$$R_A + R_B = 2\,887,45$$

Haciendo sumatoria de momentos en el punto A = 0

$$\sum M_A = 0 \uparrow \rightarrow +$$

$$R_B \times (29,52 \text{ pies}) - W_u \times (29,52/2 \text{ pies}) = 0$$

$$R_B \times (29,52 \text{ pies}) - [2\,887,45 \text{ libras/pie} \times (29,52/2 \text{ pies})] = 0$$

$$R_B = [2\,887,45 \text{ libras/pie} \times (29,52/2 \text{ pies})] / (29,52 \text{ pies})$$

$$R_B = 42\,618,76 \text{ libras} / (29,52 \text{ pies})$$

$$R_B = 1\,443,725 \text{ libras/pie}$$

Sustituyendo  $R_B = 1\,443,725$  en  $\sum F_y = 0$

$$R_A = 2\,887,45 - R_B$$

$$R_A = 2\,887,45 - 1\,443,725$$

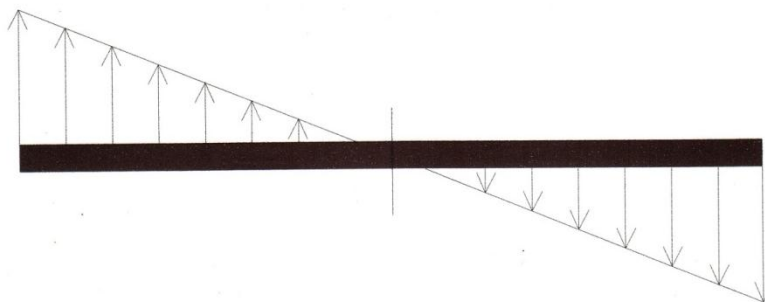
$$R_A = 1\,443,725 \text{ libras/pie}$$

Calculando el V máximo por diagrama de corte:

$$V_{\text{max.}} = W/2$$

$$V_{\text{max.}} = 1\,443,725$$

Figura 32. Diagrama de corte



Fuente: elaboración propia.

Calculando el momento máximo por diagrama de momento:

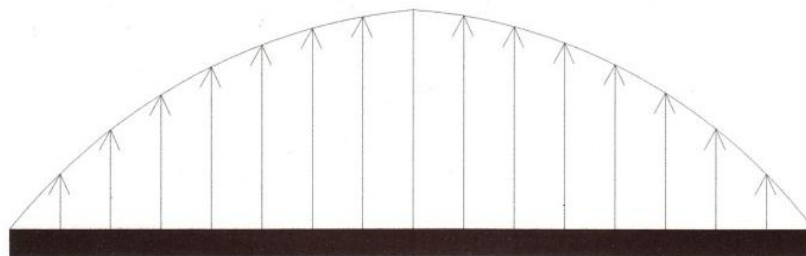
Medidas: 29,52 pies de largo x 4,92 pies de ancho x 3,936 pies de altura

$$M \text{ max.} = (W \times L) / 8$$

$$M \text{ max.} = (2\,887,45 \text{ libras/pie} \times 29,52 \text{ pies}) / 8$$

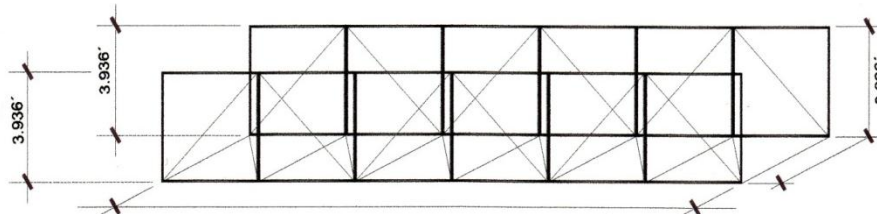
$$M \text{ max.} = 10\,654,69 \text{ libras} \times \text{pie}$$

Figura 33. **Diagrama de momento máximo**



Fuente: elaboración propia.

Figura 34. **Isométrico de la pista peatonal**



Fuente: elaboración propia.

#### 7.4.1. Cálculo de la superestructura

a) Cálculo de vigas y losa de piso.

Solución: el proceso inicia con la selección del perfil más ligero, que cumpla con cada una de las propiedades indicadas:

Calculando el área de la pista de caminamiento, según las medidas indicadas en pies: Área: 29,52 pies x 4,92 pies = 145,24 pies<sup>2</sup>.

Se toma en cuenta que la carga ocupacional o carga viva (cv) de las personas que transitan en una superficie estructural de una pasarela de metal en acero, es una carga viva de 125 libras/pie<sup>2</sup>.

125 libras/pie<sup>2</sup> x 145,24 pies<sup>2</sup>. = 18 155 libras para la carga viva;  
cv= 18 155 libras.

Calculando la carga muerta (cm)

cm = [(peso propio de la viga) + (carga de acabados)]

cm = [(carga de la viga + carga de la losa) + (carga de acabados)]

cm = [carga del acero estructural + carga de concreto de la losa de piso de la pasarela + carga de acabados]

cm = carga del acero: 490,80 libras/pie<sup>3</sup> x 0,5 pies (espesor)  
≈ 245,40 libras/pie<sup>2</sup>

245,40 libras/pie<sup>2</sup> X 145,24 pies<sup>2</sup> = 35 641,9 libras.

cm = carga del concreto: 150 libras/pie<sup>3</sup> x 0,33 pies (espesor)  
= 49,50 libras/pie<sup>2</sup>

49,50 libras/pie<sup>2</sup> X 145,24 pies<sup>2</sup> = 7 189,38 libras

cm = carga de acabados: 27,00 libras/pie<sup>2</sup>

$$27,00 \text{ libras/pie}^2 \times 145,24 \text{ pies}^2 = 3\,921,48 \text{ libras}$$

La sumatoria total de la cm = 46 752,76 libras.

Total de carga viva (cv) = 18 155 libras

Total de carga muerta (cm) = 46 752,76 libras

Sumatoria total de la cv + cm = 18 154,80 + 46 752,76  $\approx$  64 907,76 libras.

Se procede a aplicar las diferentes propiedades de diferentes esfuerzos de diseño, para cumplir con cada uno de sus requisitos.

#### b) Diseño por tensión

Algunos de los miembros del alma de las armaduras, pueden soportar tensión (T) y/o compresión (C), bajo ciertas condiciones de carga, y se usan los contraventeos de configuración, en los lugares donde los miembros son flexibles, evitando el pandeo por esfuerzos opuestos; en el análisis, el área neta = área total, pues se está tomando en cuenta para conexiones soldadas.

El miembro a tensión de la estructura de la pista de caminamiento, tiene una anchura de 4,92 pies, está sometido a una carga de tensión por una carga viva (cv) = 18 154,8 libras y una carga muerta (cm) = 46 752,76 libras; dichos miembros a tensión son miembros principales, que necesitan rigidez; y para ello se procede a seleccionar un perfil adecuado, de acuerdo al método LRFD del AISC

#### ➤ Determinando diseño de carga

cv = 18 155 libras y cm = 46 752,76 libras

$P_n = [(1,2 \times 18\,155) + (1,6 \times 46\,752,76)]$  de donde:

$P_n =$  Resistencia del estado límite

$$P_n = [(21\,786 + 74\,804,42)]$$

$$P_n = 96\,590,42 \text{ libras o } 96,59 \text{ Kip}$$

➤ Datos del acero ASTM 36

$F_y =$  Esfuerzo de fluencia = 36 Ksi, 36 000 libras/pulgadas<sup>2</sup> o 36 Kip/pulgadas<sup>2</sup>

$F_u =$  Resistencia a tensión mínima del acero A36 o esfuerzo mínimo de ruptura a la tensión = 58 Ksi

➤ Determinando el área requerida

$A_e =$  Área neta efectiva del acero

$A_g =$  Área bruta requerida del acero

Calculando  $A_e =$  (Área neta efectiva del acero):

$$A_e \geq P_n / (0,75 \times 58)$$

$$A_e \geq 96,59 / 43,5$$

$$A_e = 2,22 \text{ pulgadas}^2$$

➤ Calculando  $A_g =$  (Área bruta requerida del acero):

$$A_g \geq P_n / (0,90 \times F_y)$$

$$A_g \geq 96,59 / (0,90 \times 36) \text{ o } 96,59 \div (32,4)$$

$$A_g = 2,98 \text{ pulgadas}^2$$

Buscando en tabla de perfiles W del AISC, se escoge el perfil 12 W 65 con un área de 19,1 pulgadas<sup>2</sup> y comparando los resultados tenemos que del perfil escogido, el área del perfil tiene que ser mayor o igual ( $\geq$ ) a  $A_g$  (2,98 pulgadas<sup>2</sup>).

Debe notarse que el área del perfil seleccionado tiene 19,1 pulgadas<sup>2</sup> es mayor (>) que 2,98 pulgadas<sup>2</sup> que es el área bruta requerida del acero, el perfil 12 W 65 sí cumple con el inciso del área requerida.

➤ Hallando el coeficiente de reducción U:

a)  $U = 0,90$  si  $bf/d$  es mayor o igual que  $(\geq) 2/3$  ó

b)  $U = 0,85$  si  $bf/d$  es menor que  $(<) 2/3$ , de donde:

$bf$  = Ancho del patín del perfil;

$d$  = Peralte del perfil;

0,90 y 0,85 son factores de resistencia por fractura.

Recordando la igualación del anterior inciso a):

$bf/d$  es mayor o igual que  $(\geq) 2/3$ , de donde:

$bf = 12,00$  pulgadas y  $d = 12,12$  pulgadas,  $bf/d = 0,99$

es decir que 0,99 es mayor o igual que  $(\geq) 2/3$  (0,667), el perfil 12 W 65 sí cumple con el inciso del coeficiente de reducción U.

➤ Seleccionando el miembro a tensión:

Según datos de tabla del AISC del perfil 12 W 65, de tabla  $r_x = 5,28$  pulgadas y  $r_y = 3,02$  pulgadas

$A_e = 0,90 \times (\text{Área del perfil} = 19,1 \text{ pulgadas}^2)$

$0,90 \times (\text{Área del perfil escogido} = 19,1 \text{ pulgadas}^2) = 17,19 \text{ pulgadas}^2$

17,19 pulgadas<sup>2</sup> es mayor que (>)  $A_e = 2,98$  pulgadas<sup>2</sup>, el perfil 12 W 65 sí cumple con el inciso selección del miembro a tensión.

De  $l/r_x$  ó  $l \div r_x$  es menor (<) 300, de donde:

$l$  = Longitud de la pasarela en pies

29,52 pies x 12 pulgadas  $\div$  ( $r_x = 5,28$  pulgadas)

354,24 pulgadas  $\div$  5,28 pulgadas = 67,09 que es menor ( $<$ ) 300

Si se puede usar el perfil 12 W 65 ya que sí cumple.

### c) Diseño por flexión

El problema de diseño de una viga consiste principalmente en proporcionar suficientemente resistencia a la flexión, siendo la resistencia a la flexión el parámetro de diseño particular, se inicia analizando la relación resistencia dividida peso, ya que en el acero, es una ventaja particular aplicada a la carga, a través del centro del cortante del perfil W, encontrándose dicho centro del cortante en el centro del área, produciendo carga de flexión con respecto a alguno de sus ejes.

De la mecánica de materiales, según la ecuación, el esfuerzo en cualquier punto puede encontrarse por:

$$f_b = (M \times Y) / (I_x) \text{ ó } (M \times Y) \div (I_x). \quad \text{De donde:}$$

$f_b$  = Esfuerzo normal o permisible de flexión

M = Momento flexionante en la sección transversal

Y = Distancia perpendicular del plano neutro al punto de interés

$I_x$  = Momento de inercia del área de la sección transversal, con respecto al eje neutro

Según el problema, para una viga simplemente apoyada, que soporta lateralmente, y la carga es uniformemente distribuida; basándose el diseño en un perfil W (el peralte no es un factor restrictivo) y tomando los datos del inicio:

carga viva (cv) = 125 libras/pie<sup>2</sup>

carga muerta (cm) = (acero = 245,40 libras/pie<sup>2</sup> + concreto 49,50 libras/pie<sup>2</sup> + acabados = 27,00 libras/pie<sup>2</sup>.)

$\Sigma$  cargas muertas = 321,90 libras/pie<sup>2</sup>

- Cargas de diseño:

$W_u = [(1.2 \times cm) + (1.6 \times cv)]$ , sustituyendo valores:

$W_u = [1,2 (\text{ancho} \times cm) + 1,6 (\text{ancho} \times cv)]$

$W_u = [1,2 (1\ 586,21 \text{ libras/pie}) + 1,6 (615 \text{ libras/pie})]$

$W_u = 2\ 884,4 \text{ libras/pie} \approx 2,88 \text{ Kip/pie}$

- Hallando  $M_u = (W_u) \times (L)^2 / 8$  ó  $(W_u) \times (L)^2 \div 8$

Recordando:  $M_u = M_{\max}$ .

$M_u = 2,88 \text{ Kip/pie} \times (29,52 \text{ pie})^2 \div 8$

$M_u = 2\ 509,72 \text{ Kip} \times \text{pie} \div 8$

$M_u = 313,72 \text{ Kip} \times \text{pie}$

- Hallando el módulo de la sección elástica requerida:

Recordando que  $M_u = \phi \times F_y \times Z_x$

Despejando  $Z_x = (313,72 \text{ Kip pie} \times 12 \text{ pulgadas}) \div (0,90 \times 36)$

$Z_x = 3\ 764,58 \div 32,4$

$Z_x = 116,19 \text{ pulgadas}^3$

Comparando con las propiedades del perfil 12 W 65,  $Z_x = 96,8 \text{ pulgadas}^3$  según datos de las tablas del AISC.

- Analizando el criterio de la sección compacta del ala.

Según la ecuación:  $b_f / 2 \leq$  menor o igual que  $(\leq) 0,376 \times \sqrt{E/F_y}$

Según las propiedades del perfil 12 W 65 del A.I.S.C. el valor del parámetro de comparación es:



$$b_f / 2t_f = 9,90$$

Y que  $0,376 \times \sqrt{E/F_y} = 0,376 \times 28,378 = 10,67$  de donde:

$E = 28\,993\,206,53$  libras/pulgadas<sup>2</sup> (módulo de elasticidad del acero)

$F_y = 36\,000$  libras/pulgadas<sup>2</sup>. (Límite de fluencia del acero)

9,90 es menor (<) 10,67 si cumple con el inciso de la sección compacta del ala

- Analizando el criterio de sección compacta del alma.

Según la ecuación:  $d/t_w$  menor o igual que ( $\leq$ )  $3,70 \times \sqrt{E/F_y}$  y las propiedades del perfil 12 W 65 del AISC, el valor del parámetro de comparación es:

$$d/t_w = 31,1$$

$$Y \text{ que } 3,70 \times \sqrt{E/F_y} = 3,70 \times 28\,378 = 104,99$$

31,1 es menor (<) 104,99 si cumple con el inciso de la sección compacta del alma

- Analizando el criterio de luz libre:  $L_b/2$  es menor que (<)  $L_p$

$$L_b / 2 = \text{Luz libre de la pasarela} \div 2$$

$$18,40 \text{ pies} \div 2 = 9,20 \text{ pies} \times 12 \text{ pulgadas} = 110,40 \text{ pulgadas}$$

$$L_b/2 = 110,40 \text{ pulgadas}$$

$$L_p = 1,74 \times r_y \times \sqrt{E/F_y}$$

Según las propiedades del perfil 12 W 65 del AISC – LRFD el valor del parámetro de comparación es:

$$L_p = 1,74 \times 3,02 \times 28,378$$

$$L_p = 149,12 \text{ pulgadas}$$

$L_b / 2 = 110,40$  pulgadas es menor que (<)  $L_p = 149,12$  pulgadas, si cumple con el inciso de luz libre

El perfil 12 W 65 se encuentra en la condición de arriostramiento lateral, por lo tanto la capacidad nominal por momento ( $M_n$ ) alcanza el momento plástico total ( $M_p$ ), de donde: según tabla de propiedades del perfil 12 W 65 del AISC – LRFD.

$$M_t = M_p = (Z_x) \times (F_y)$$

$$M_t = M_p = 96,80 \text{ pulg}^3 \times 36 \text{ 000 libras/pulgadas}^2$$

$$M_t = M_p = 3 \text{ 484 800 libras} \times \text{pulgadas} \approx 3 \text{ 484,8 Kip} \text{ pulgadas}$$

Revisión del momento:

Mu es menor o igual que ( $\leq$ ) 0,9 Mt

Mu = 313,71 Kip pulgadas es menor o igual que ( $\leq$ ) Mt = (0,9 x 3 484,8 Kip pulgadas), es decir que 313,72 Kip pulgadas si es menor que ( $<$ ) 3 136,32 Kip pulgadas, si cumple.

#### d) Diseño por cortante

Por lo general las vigas más ligeras, son las más económicas; las vigas anteriores se han diseñado solamente por tensión y flexión; hay que tomar en cuenta que estas vigas van unidas a la losa de caminamiento peatonal.

Un diseño completo requiere además un diseño por cortante y otro diseño por deflexión. Después que se diseña una viga por flexión, debe revisarse por cortante; la mayoría de las vigas que son lo bastante fuerte como para resistir la flexión, son también suficientes para resistir el cortante.

La tendencia de una viga a fallar por cortante existe por el deslizamiento de las fibras de su sección, una con respecto de otras, tanto en sentido vertical como horizontalmente; es posible demostrar que en cualquier sección de la viga,

las intensidades totales de los esfuerzos cortantes verticales y horizontales, son de igual magnitud.

En el caso de las vigas de acero, solamente interesa el cortante horizontal ya que los esfuerzos no están distribuidos por igual sobre toda la sección transversal de la viga, sino que tiene su máximo en el eje neutro y en los nudos en las fibras extremas; debido a esto se supone que el alma de la viga es la única parte que resiste el esfuerzo de corte.

Si el esfuerzo cortante promedio no excede al esfuerzo cortante permisible,  $F_v$  y que es de 14 500 libras/pulgadas<sup>2</sup> para el acero A36, implica que la viga es segura respecto al esfuerzo cortante.

La siguiente ecuación puede utilizarse para encontrar el esfuerzo cortante:

$V_u$  es menor o igual que ( $\leq$ )  $(\phi_v) \times (V_t)$ , de donde:

$V_u$  = Fuerza cortante máxima de todas las cargas

$\phi_v$  = Factor de resistencia por cortante = 0,90

$V_t$  = Resistencia nominal por cortante;  $V_t = (0,60) \times (F_y) \times (h) \times (t_w) \times (C_b)$

Para  $C_b = 1$  cuando el momento flexionante es uniforme

Revisión del corte:

$V_u$  es menor o igual que ( $\leq$ )  $(0,90 \times V_t)$

$V_u = 1\,443,73$  libras de corte máximo

Estos datos se encuentran en tablas de propiedades de los perfiles de 12 W 65 del AISC – LRFD

$h = 12,12$  pulgadas –  $2(0,605)$  pulgadas

$h = 12,12$  pulgadas –  $1,21$  pulgadas

$h = 10,91$  pulgadas

$t_w = 0,39$  pulgadas

$V_t = 0,60 \times 36\,000$  libras/pulg<sup>2</sup>  $\times 10,91$  pulgadas  $\times 0,39$  pulgadas

$V_t = 91\,905,84$  pulgadas

Aplicando la desigualdad:

$V_u$  es menor o igual que ( $\leq$ ) ( $\phi_v$ )  $\times (V_t)$  es decir que 1 443,73 libras es menor ( $<$ ) 82 715,26 libras; el perfil 12 W 65 si cumple

#### e) Diseño por deflexión

Algunas veces una viga tiene las dimensiones adecuadas para resistir la flexión y el cortante, pero al hacer la revisión, se encuentra que su deflexión es mayor que la máxima permitida por las normas y reglamentos de construcción; además de resistir la flexión y el cortante, las vigas no deben deformarse, si no son lo suficientemente rígidas, podrán ocasionar agrietamientos en la losa de caminamiento peatonal. En toda estructura existen deformaciones (aunque sean mínimas) por lo cual la deflexión debe ser limitada; una deflexión excesiva es un indicador de que se trata de una viga flexible que puede producir problemas de carácter vibratorio, ocasionando distorsiones y dando lugar a la inseguridad del peatón.

Las especificaciones del AISC, señalan que las dimensiones de las vigas, que soportan una losa de caminamiento peatonal, no pueden ser mayores a  $L/360$  del claro; esta especificación es de utilidad para la losa de caminamiento peatonal, y como es importante la seguridad peatonal, una estructura – como pasarela de metal peatonal – debe tener buenas propiedades de servicio, es decir que funcione satisfactoriamente, sin causar ninguna incomodidad o inseguridad a los usuarios peatonales.

Para el caso común de una viga simplemente apoyada y cargada uniformemente, la deflexión ( $\Delta$ ) vertical máxima está dada por la ecuación:

$$\Delta_{act} = (5/384) \times [(W \times L^4) \div E I]$$

El límite apropiado para la deflexión máxima depende de la función de la estructura y de la probabilidad del daño resultante de la deflexión.

Según las especificaciones del AISC – LRFD, los límites apropiados para la deflexión, se encuentran en reglamentos de construcción que rigen nuestro país, dándose la siguiente desigualdad:

$\Delta$  (act.) es menor que ( $<$ )  $\Delta$  máximo

$$\Delta \text{ (act.)} = (5/384) \times [(W \times L^4) \div E I] (<) \Delta \text{ máximo, de donde:}$$

$\Delta$  (act) = Deflexión actuante permitida en pulgadas

W = Carga total de servicio, en libras/pie

L = Longitud del claro libre (no se toma en cuenta área de gradas) en pulgadas

E = Módulo de elasticidad de la viga, en libras/pulgadas<sup>2</sup> para el acero A36,

E = 29 000 000 libras/pulgadas<sup>2</sup>

I = Momento de inercia de la sección transversal, propiedad dada por tablas del AISC – LRFD, en pulgadas<sup>4</sup>

Para el perfil 12 W 65 su  $I_x = 533$  pulgadas<sup>4</sup>

Aplicando la desigualdad:  $\Delta_{act} = (5/384) \times [(W \times L^4) \div E I] (<) \Delta_{máxima}$

$$\rightarrow \Delta_{act} = (5/384) \times [(W \times L^4) \div E I] (<) L / 360$$

Sustituyendo valores para el perfil 12 W 65 se tiene:

$$\frac{(5/384) \times (1\,762,76 \text{ libras/pie}) \times (21,65 \text{ pies})^4}{(28\,993\,206,53 \text{ libras/pulgadas}^2) \times (533 \text{ pulgadas}^4)} (<) \frac{21,65 \text{ pies}}{360}$$

$$\frac{0,013 \times (146,89 \text{ libras/pulgadas}) \times (259,8 \text{ pulgadas})^4}{(28\,993\,206,53 \text{ libras/pulgadas}^2) \times (533 \text{ pulgadas}^4)} \quad (<) \quad \frac{21,65 \text{ pies}}{360}$$

$$\frac{0,013 \times (146,89 \text{ libras/pulgadas}) \times (4555715416 \text{ pulgadas}^4)}{1,545337906 \times 10^{10} \text{ libras/pulgadas}^2} \quad (<) \quad 0,712 \text{ pulg.}$$

0,563 pulgadas es menor que (<) 0,712 pulgadas, el perfil 12 W 65 si cumple.

#### **7.4.2. Determinación y estabilidad de una armadura**

Cuando todas las fuerzas de una estructura pueden determinarse a partir de las ecuaciones de equilibrio, la estructura se dice que es estáticamente determinada.

Las estructuras que tienen más fuerzas desconocidas, que ecuaciones de equilibrio disponibles, se les llama estáticamente indeterminadas; esto se comprueba a partir del trazo del diagrama de cuerpo libre, de todos sus miembros o partes seleccionadas de sus miembros y luego comparando el número total de reacciones de fuerzas y momentos desconocidos, con el número total de ecuaciones de equilibrio disponibles.

En una estructura, se dispone de por lo menos 3 ecuaciones de equilibrio por cada parte, de modo que si hay un total de n partes y r componentes de fuerza y momentos reactivos, tenemos que:

Si  $r = 3n \rightarrow$  la estructura es estáticamente determinada

Si  $r > 3n \rightarrow$  la estructura es estáticamente indeterminada

Algunas formas típicas de armaduras usadas en Guatemala con claros simples, están las armaduras Pratt y Howe, las más usadas, la armadura Warren con verticales, que incluyen hasta luces de 200 pies.

Para impedir el colapso de una armadura, su estructura deberá ser conformada por formas triangulares, dando lugar a que cada nodo no pueda moverse haciéndolo con mayor rigidez y estabilidad la soldadura.

Su construcción modular es repetitiva tanto en la parte superior como inferior del *joist*, transmitiendo la carga a través de conexiones sucesivas, desde los puntos de aplicación hasta otros puntos de unión.

Para el presente ejemplo no se utilizarán ni el método de nudos ni de secciones, sino se procederá a calcular las cargas del barandal; que se diseña por cálculo de viga de alma abierta tipo *joist* – llamada también cercha - el objetivo primordial es hacer más liviana la estructura, trabajando cada miembro a tensión y/o compresión sin perder su estabilidad, al mismo tiempo que no se pretende disminuir el grosor del perfil utilizado ya sea que éste se encuentre a tensión o compresión.

#### **7.4.3. Cálculo de cercha tipo *joist***

Los *joist* o cerchas son estructuras de alma abierta; en el presente cálculo tanto las ecuaciones, desigualdades como fórmulas, son adaptadas a las normas del UBC (*Uniform Building Code*) así como del AISC.

La estructura de alma abierta tipo *joist* es un elemento estructural de acero, formada por dos elementos longitudinales llamadas cuerdas superior e

inferior; unidas a estas cuerdas superior e inferior por medio de un perfil diagonal llamado tensor (piezas que trabajan tanto en tensión como en compresión) unidos por soldadura.

La estructura de alma abierta tipo *joist* y trabajando a flexión, está simplemente apoyada en los extremos, sin considerar ningún tipo de empotramiento en los apoyos, ya que estos van unidos en un extremo por un apoyo por rodamiento o balancín y en el otro extremo por un perno liso o articulación, por lo cual su anclaje se diseña para evitar deslizamientos por fuerzas horizontales, permitiendo dilatación; además estará debidamente arriostrado por medio de templetes o tirantes en diagonal para evitar el pandeo.

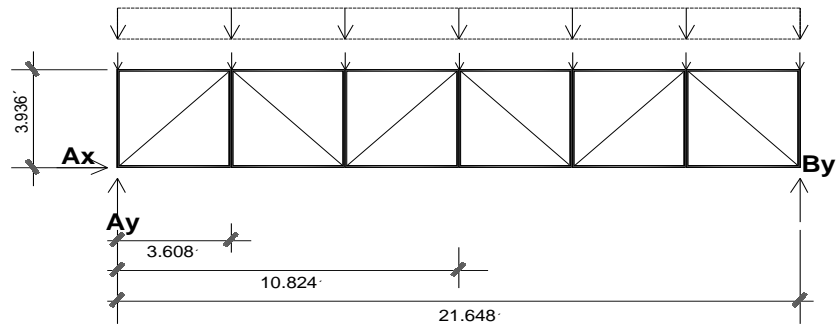
La versatilidad del uso de estructuras de alma abierta da soluciones no sólo técnicas, sino también económicas, ya que se toma en cuenta lo liviano de la estructura en cuanto al diseño, y la rapidez de su construcción con respecto a otros sistemas, pues su aplicación está comprendida para cubrir luces de 16 pies hasta 40 pies, con la adición de poder fundirle una losa de concreto reforzado, en este caso una losa tipo banqueta de caminamiento peatonal.

#### **7.4.4. Diseño de una estructura de alma abierta tipo *joist***

En esta etapa del proceso se determinarán las dimensiones del *joist* de alma abierta, su espaciamiento, así como las cargas vivas (cv) y cargas muertas (cm) a que estará sometida.



Figura 35. Elevación del pasamano de la pasarela



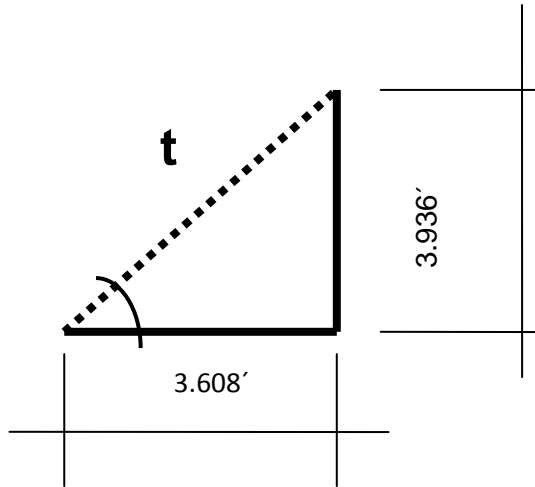
**Carga Muerta de la Estructura = 66 Lb/pies**  
**Carga Viva = 125 Lb/pies**

Fuente: elaboración propia.

Datos adicionales de la estructura

- En el punto A existe un perno o pasador
- En el punto B existe un rodillo o patín mas una capa de neopreno
- La carga muerta (cm) = 70 libras/pie<sup>2</sup> ≈ 0,49 libras/pulgada<sup>2</sup>
- La carga viva (cv) = 125 libras/pie<sup>2</sup> ≈ 0,87 libras/pulgada<sup>2</sup>
- Sobre carga (cm + cv) 1,36 libras/pulgada<sup>2</sup>

Figura 36. **Sección triangular**



Fuente: elaboración propia.

$$\text{Hallando } t = \sqrt{(3,608)^2 + (3,936)^2} \quad \text{de donde } t = \sqrt{28,5098}$$

$$t = 5,34 \text{ pies}$$

$$\text{Hallando la tangente del ángulo} = \frac{3,936 \text{ pies}}{3,608 \text{ pies}}$$

$$\text{De donde el ángulo es} = (47.4895)^\circ$$

Tomando en cuenta los siguientes datos procedemos a calcular el *joist* de alma abierta:

- ✓ Luz o distancia entre los puntos de apoyo; se le llama luz del *joist* a la medida en pies más corta del área rectangular que se va a cubrir; según la planta del dibujo, la luz  $L = 3,936$  pies  $\approx 47,232$  pulgadas.
- ✓ Espaciamiento o ancho entre los dos *joist* barandales, siendo un caminamiento de concreto reforzado cuya distancia es de  $E = 3,936$  pies  $\approx 47,232$  pulgadas.
- ✓ Altura o peralte del *joist* barandal; es la distancia de altura vertical entre cuerda superior y cuerda inferior; esta medida se toma en cuenta para analizar su deflexión, para que no sea mayor de lo permisible, simbolizada por  $H = 3,936$  pies  $\approx 47,232$  pulgadas.
- ✓ Espaciamiento entre nodos: se busca que el elemento unión en diagonal o zig zag formen ángulos del rango entre  $45^\circ @ 60^\circ$  (Nota: la mayor economía del material se obtiene si las diagonales tienen una pendiente comprendida entre  $45^\circ$  a  $60^\circ$  en relación con la horizontal) también se puede tomar el espaciamiento entre el rango de  $t=h$  a  $t=2xh$ ; para este caso el rango es:  $3,936$  pies  $< t < 7,872$  pies; de donde  $t = 5,34$  pies  $\approx 64,08$  pulgadas.
- ✓ Cálculo de carga muerta (cm) = 70 libras/pie<sup>2</sup>
  - Losa de concreto de 4 pulgadas de espesor + refuerzo de malla electrosoldada (6x6 4,5/4,5) = 50 libras/pie<sup>2</sup>
  - Lámina acanalada galvanizada de 12' calibre 26 = 2 libras/pie<sup>2</sup>
  - Peso propio del *joist* = 18 libras/pie<sup>2</sup>

$$\sum cm = 70,00 \text{ libras/pie}^2 \approx 0,49 \text{ libras/pulgadas}^2$$

- ✓ Cálculo de carga viva (cv) = 125 libras/pie<sup>2</sup> ≈ 0,87 libras/pulgadas<sup>2</sup>  
 $\sum (cm + cv) = 1,36 \text{ libras/pulgadas}^2$

Aplicando los datos anteriores:

- ❖ Calculando la carga uniformemente distribuida (W) de la ecuación:

$$W = (\sum cm + cv) \times E \text{ (en pulgadas)}$$

$$W = (1,36 \text{ libras/pulgadas}^2) \times (47,232 \text{ pulgadas})$$

$$W = 64,24 \text{ libras/pulgadas}$$

- ❖ Calculando esfuerzos de trabajo del acero según la ecuación:

$$fb = 0,6 \times 36\,000 \text{ libras/pulgadas}^2 = 21\,600 \text{ libras/pulgadas}^2$$

$$fv = 0,4 \times 36\,000 \text{ libras/pulgadas}^2 = 14\,400 \text{ libras/pulgadas}^2$$

- ❖ Calculando área de acero en la cuerda superior, por la ecuación:

$$Aac = (cm + cv) \times E \times (\text{ancho})^2 \times 100 \div (8 \times fb \times H)$$

$$Aac = [(1,36 \text{ libras/pulgada}^2) \times 47,23 \text{ pulgadas} \times (47,23 \text{ pulgadas})^2 \times (100)] \div [8 \times 21\,600 \text{ libras/pulgadas}^2 \times 47,23 \text{ pulgadas}]$$

$$Aac = 14\,330\,056,93 \text{ libras} \times \text{pulgadas}^5 \div 8\,161\,689,6 \text{ libras} \times \text{pulgadas}^3$$

$$Aac = 1,756 \text{ Pulg}^2$$

Comparando  $Aac = 1,756 \text{ pulgadas}^2$  con el área de acero de un perfil cuadrado, se puede utilizar el perfil cuadrado de **2½" x 2½" x 5/16"** que tiene un área de  $2,48 \text{ pulgadas}^2$  ó un tubo estructural rectangular de **3" x 2" x ¼"** que posee un área de  $2,09 \text{ pulgadas}^2$ .

- ❖ Calculando área de acero de los tensores, por la ecuación:

$$A_{at} = \frac{(c_m + c_v) \times E \times \text{largo}}{2 \times f_b} \times \sqrt{1 + \frac{k^2}{4 \times H^2}}$$

$$A_{at} = \frac{(1,36 \text{ libras/pulgadas}^2) \times 47,232 \text{ pulgadas} \times 260,26 \text{ pulgadas}^2}{43\,200 \text{ Lb/Pulg}^2}$$

$$\times \sqrt{1 + \frac{(64,08 \text{ pulgadas})^2}{4 \times (47,23 \text{ pulgadas})^2}}$$

$$A_{at} = \frac{16\,717,936}{43\,200} \times \sqrt{1 + \frac{4\,106,246}{8\,923,447}}$$

$$A_{at} = (0,387 \times 1,20837) \text{ pulgadas}^2$$

$$A_{at} = 0,468 \text{ pulgadas}^2$$

Comparando  $A_{at} = 0,468 \text{ pulgadas}^2$  con el área de un angular estructural de  $1\frac{1}{2}'' \times 1\frac{1}{2}'' \times 3/16''$  que tiene un área de  $0,527 \text{ pulgadas}^2$

- ❖ Calculando la deflexión máxima por la ecuación:

$$D = \frac{5 \times (W) \times (L)^4}{384 \times (Ea) \times (Ix)} \quad \text{de donde:}$$

$$Ea = 29,007,425.86 \text{ libras /pulgadas}^2$$

$$I_x = 2 \times Aac \times (H/2)^2 = Aac \times H^2 \div 2$$

$$D = 0.013 \times \frac{(2,455841002) \times (10^{10})}{(5,681674876) \times (10^{10})}$$

$$D = (0,013) \times (0,432238918)$$

$$D = 0,0056191 \text{ pulgadas } \acute{o} \text{ } 5,6191 \times (10^{-3})$$

- ❖ Hallando la relación entre la luz y la deflexión por la desigualdad: L/D

de donde:  $L/D = \frac{(L) \times (100)}{d} > 360$

$$L/D = (260,26) \div (0,005619) \text{ es mayor que } (>) \text{ } 360$$

35 488,52 pulgadas si es mayor que (>) 360, si cumple con la relación de deflexión máxima

- ❖ Calculando fuerza máxima de corte V de la ecuación:

$$V = (cm + cv) \times (E) \times (\text{Largo}) \div 2 \text{ (en libras)}$$

$$V = (1,36 \text{ libras/pulgada}^2) \times (47,23 \text{ pulgadas} \times 260,25 \text{ pulgadas}) \div 2$$

$$V = 16 716,58 \div 2$$

$$V = 8 358,29 \text{ Libras}$$

- ❖ Calculando el esfuerzo de corte por la ecuación:

$$\text{Esfuerzo máximo de corte } fv = V/Aac \text{ no mayor que (no } >) \text{ }$$

$$14 219,35 \text{ libras/pulgada}^2$$

$$fv = (8 358,29 \text{ libras} \div 1,756 \text{ pulgadas}^2) \text{ no mayor que (no } >) \text{ }$$

$$14 219,35 \text{ libras/pulgada}^2$$

$f_v = 4\,759,85$  libras/pulgada<sup>2</sup> no es mayor que (no  $>$ )  $14\,219,35$  libras/pulgada<sup>2</sup> si cumple con la desigualdad.

## 7.5. Cálculo de columnas

Una columna es un miembro de una estructura que no necesariamente es recta; también puede ser inclinada, siempre y cuando si la fuerza de compresión que transmite, es el factor primario y por tanto, lo que determina su comportamiento estructural. Una columna axial es una estructura que transmite una fuerza de compresión, y cuya resultante en cada extremo coincide aproximadamente con el eje centroidal longitudinal del miembro.

Debido a la tendencia al pandeo, la carga de seguridad de una columna no depende solamente del área de su sección transversal, sino también de la distribución del material con respecto a los ejes de dicha sección; es decir la forma de la sección es un factor importante.

Una columna cargada axialmente tiende a flexionarse en un plano perpendicular al eje de la sección, con respecto al cual, se persigue que el momento de inercia sea mínimo; como las secciones transversales de las columnas rara vez son simétricas con respecto a sus dos ejes principales, la sección ideal sería aquella en donde los momentos de inercia con respecto a ambos ejes, fuesen iguales. Las columnas de forma circular o tubulares cumplen con esta condición, pero su uso es limitado a causa de la dificultad que representan las conexiones de las vigas con las columnas.

La falla de columnas implica el fenómeno del pandeo, durante el cual un miembro experimenta deflexiones de una forma totalmente diferente a la carga inicial.

Cuando una columna cargada axialmente, se carga por primera vez, simplemente se acorta o se comprime en la dirección de la carga, alcanzando la carga de pandeo; y cesando la deformación por acortamiento, dándose una deformación lateral o rotacional en la dirección normal al eje de la columna, limitando así su capacidad por carga axial; por el contrario, en una columna larga, fallará bajo una carga que es proporcional a la rigidez flexionante  $E \times I$  (módulo de elasticidad del acero  $\times$  el momento de inercia) del miembro e independiente de la resistencia del material.

### **7.5.1. Resistencia básica de columnas**

La resistencia al pandeo de una columna larga disminuye con una longitud creciente, más allá de cierta longitud, el esfuerzo de pandeo cae bajo el límite proporcional del material, dándose el pandeo del tipo elástico.

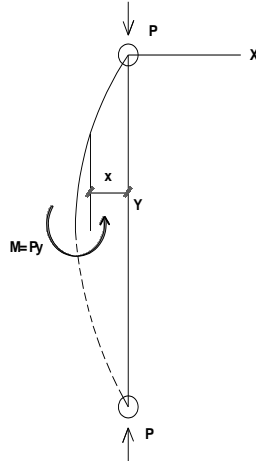
Para una columna esbelta, la carga de pandeo está dada por la ecuación del matemático Leonard Euler (que basó su teoría publicada en 1757, en la ecuación de la elástica  $E \times I (d^2y/dx^2) = M$  válida sólo para columnas largas).

Transformando la ecuación de Euler de la siguiente forma:

$$P_e = \frac{\pi^2 \times E \times I}{L^2} \quad (\text{ecuación No. 1})$$



Figura 37. **Carga de pandeo de una columna**



Fuente: GALAMBOS, Theodore; LIN, F.; JOHNSTON, Bruce. Diseño de estructuras de acero con LRFD. p. 88.

La carga de Euler  $P_e$  es una carga que se mantendrá justamente a la columna en la forma con deflexión del dibujo anterior, deduciendo que:

$P_e$  = Carga crítica de pandeo elástico o carga crítica de Euler

$L$  = Longitud efectiva de la columna

El esfuerzo de fluencia  $F_y$  no aparece en la ecuación No. 1 es decir no aparece en la determinación de la resistencia de una columna muy larga.

En cualquier punto a lo largo de la columna, el momento externo aplicado  $P_y$  es igual al momento interno resistente  $E I x \Phi_c$  de donde  $\Phi_c$  es la curvatura de la columna en ese punto correspondiente.

Si a ambos lados de la ecuación No. 1 se divide entre A y se introduce la relación  $I = A \times r^2$  en el que  $r$  = radio de giro de la sección transversal, la carga de pandeo se expresará en términos de esfuerzo de pandeo  $F_e$  de donde:

$$F_e = \frac{P_e}{A} = \frac{(\pi^2) \times (E \times I)}{A \times L^2} = \frac{(\pi^2 \times E)}{(L/r)^2} \quad (\text{ecuación No. 2})$$

La ecuación No. 2, puede modificarse para aplicar otras condiciones de extremo como borde libre o empotramiento; por medio del factor K de longitud efectiva.

Para pandeo flexionante KL es la longitud entre puntos de inflexión, que se conoce como longitud efectiva (k es una constante por la que se debe multiplicar la longitud de la columna) de donde la ecuación No. 2 se convierte en:

$$F_e = \frac{(\pi^2 \times E)}{(KL/r)^2} \quad (\text{ecuación No. 3}) \quad \text{para } KL/ \text{ mayor o igual } (\geq) C_c$$

Si una columna está empotrada contra rotación y traslación en cada extremo, se pandearía con puntos de inflexión en los puntos cuartos de altura y el factor de longitud efectiva sería = 0,5; de esto y de la ecuación No. 3 se dice que una columna muy esbelta con extremos empotrados que se pandee elásticamente será cuatro veces más resistente que una columna con extremos articulados.

Para el caso que un extremo esté empotrado y el otro libre, ambos con respecto a rotación y traslación, habrá un punto de inflexión imaginario a una distancia L debajo de la base de la columna, quedando su factor de longitud efectiva = 2,0.

De esto se deduce que ésta última columna tiene sólo la cuarta parte de la resistencia elástica del mismo miembro con extremos articulados.

### **7.5.2. Longitud efectiva**

En las especificaciones del AISC - LRFD la longitud efectiva de una columna se le denomina  $KL$ , de donde  $K$  es el factor de la longitud efectiva ( $K$  es una constante por la que se debe multiplicar la longitud de la columna para obtener la longitud efectiva real) cuyo valor de  $K$  depende de la restricción rotacional en los extremos de la columna y a su resistencia al movimiento lateral.

Por otra parte, la relación de esbeltez se toma como  $K L/r$  en donde  $K$  es un factor que depende del grado de restricción en los extremos de la columna, y de los medios disponibles para resistir su desplazamiento lateral.

A continuación se muestran en forma de diagrama seis condiciones idealizadas, en donde se ilustran la rotación y la traslación que pueden sufrir las conexiones o nudos; el término  $K$  es la relación entre la longitud efectiva de la columna y la longitud real sin soporte, según fuente *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Building* (AISC página. 6-151 del manual del LRFD).

Tabla VI. Valores de K para columnas aisladas

Valores del factor de longitud efectiva K						
La configuración deformada de la columna se muestra con línea punteada.						
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor recomendado para diseño K	0.7	0.8	1.2	1.0	2.1	2.0
Cordinaciones de los apoyos	<ul style="list-style-type: none"> <li> Rotación y traslación restringidas</li> <li> Rotación libre trslación restringida</li> <li> Rotación restringida traslación libre</li> <li> Rotación y traslación libres</li> </ul>					

Fuente: GALAMBOS, Theodore; LIN F.; JOHNSTON, Bruce.

Diseño de estructuras de acero con LRFD. p. 89.

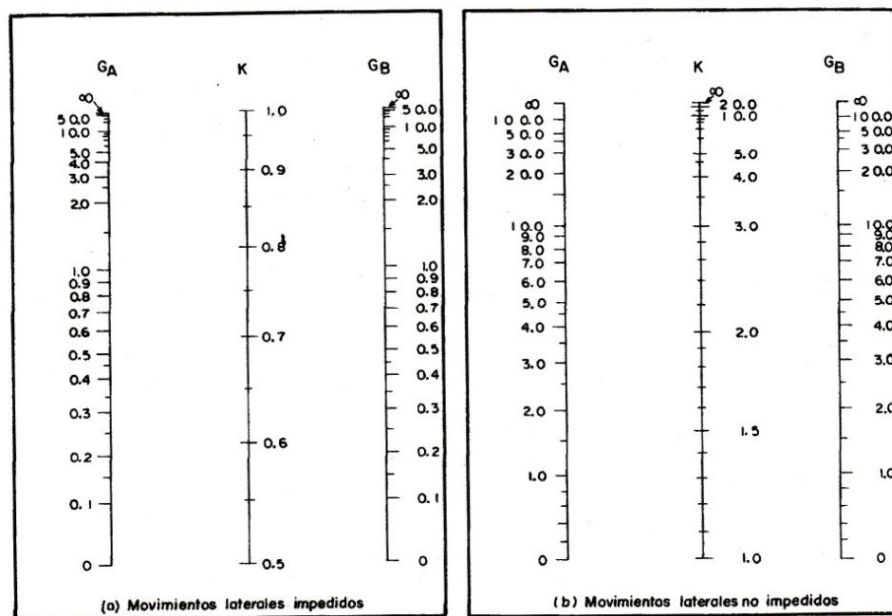
Para las condiciones promedio que se necesitan en la construcción en Guatemala, se toma el valor de  $K=1$  de modo que la relación de esbeltez  $K L/r$  se convierte simplemente en  $L/r$ .

El concepto de longitud efectiva es una forma matemática para reemplazar una columna con cualquier condición en sus extremos por una columna equivalente con sus extremos articulados, a fin de aplicar la ecuación de Euler.

Sin embargo, para pórticos continuos no es recomendable usar los valores de K dados en la tabla anterior.

Para estos casos, es posible obtener  $K$  con base en un análisis, utilizando los nomogramas para la determinación de las longitudes efectivas de pórticos continuos; (para aplicarlo en una pasarela de longitud más grande, es decir que abarque dos vías de 56 pies de ancho incluyendo su camellón central).

Figura 38. **Nomogramas de columnas en pórticos continuos**



Fuente: GALAMBOS, Theodore; LIN, F.; JOHNSTON, Bruce.

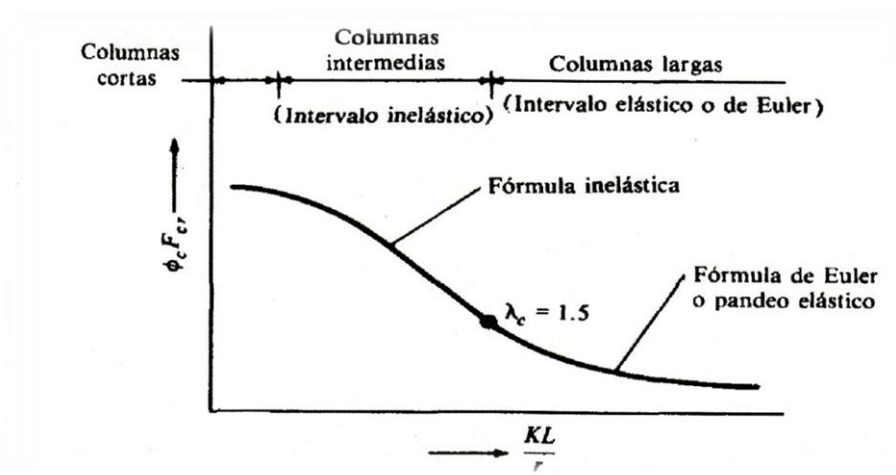
Diseño de estructuras de acero con LRFD. p. 93.

La resistencia de una columna y la manera como falla, depende en gran medida de su longitud efectiva; mientras mayor sea la relación de esbeltez de un miembro, menor será la carga que pueda soportar, disminuyendo su esfuerzo de pandeo.

Si la relación de esbeltez excede de cierto valor, el esfuerzo de pandeo será menor al límite proporcional del acero; es entonces que la columna falla en éste intervalo inelásticamente.

Las columnas cortas fallan por aplastamiento, las columnas largas fallan por pandeo y las columnas intermedias fallan en combinación de pandeo y aplastamiento. Es por esto que la relación de esbeltez mide la tendencia de una columna a pandearse; mientras mayor sea la relación de esbeltez de un miembro, menor será la carga que pueda soportar.

Figura 39. Tipos de fallas en columnas



Fuente: GALAMBOS, Theodore; LIN F.; JOHNSTON, Bruce.

Diseño de estructuras de acero conLRFD. p. 114.

Al término  $L/r$  se denomina relación de esbeltez y es un parámetro usado en función del cual la curva de resistencia de la columna puede expresarse analíticamente por medio de la fórmula de resistencia de columna,  $F_c$  de donde:

$$F_c = \left\{ 1 - \frac{1}{2 (C_c)^2} \times \frac{(K \times L)}{(r)} \right\} \quad (\text{ecuación No. 4})$$

De donde:  $F_c$  = la resistencia de la columna en Ksi

$$C_c = \sqrt{\frac{(2 \times \pi^2 \times E)}{F_y}}$$

Al diseñar una columna de acero, es importante considerar que el radio de giro sea mínimo, ya que éste se encuentra en función del área y de la forma de la sección transversal, pues es una medida de su efectividad para resistir la flexión.

De donde se deduce que  $r$  puede calcularse, si se conoce su momento de inercia mínimo y el área de la sección transversal (este cálculo rara vez es necesario, ya que  $r$  puede hallarse en las diferentes tablas de propiedades de las secciones de acero).

Las ecuaciones No. 3 y No. 4 se basan en la premisa de que la base de la resistencia de las columnas es completamente recta, es decir que tiene sólo esfuerzos residuales con imperfección inicial que se dan al salir del taller de fabricación.

En Guatemala, los perfiles más usados para columnas de acero son del tipo: perfiles W, perfiles H por ser doblemente simétricos y se laminan en un amplio rango de pesos y medidas; son adecuados para un amplio rango de cargas y longitudes; la serie W 14 proporciona un amplio rango de perfiles, ya que sus patines son suficientemente anchos para balancear el radio de giro,

respecto a sus dos ejes; y por último los perfiles de forma circular o tubular, que son más eficientes que las barras sólidas circulares, ya que su radio de giro  $r$  puede incrementarse independientemente del área de la sección transversal, reduciendo así su  $L/r$  e incrementando su esfuerzo crítico.

La posibilidad de pandeo local debe de considerarse si el espesor de la pared se vuelve muy pequeño en comparación con el diámetro del tubo, y para esto se recomienda que su esfuerzo permisible esté en el rango de  $D/T$  sea menor ( $<$ ) que  $3300/F_y$ , de donde:

$D$  = Diámetro exterior del tubo

$T$  = Espesor de la pared

Su desventaja es porque el precio del material por libra de los perfiles tubulares es mayor a los perfiles laminados estándar y las conexiones de extremo en su estructura, requieren especial consideración, ya que dicho extremo deberá ser sellado herméticamente para impedir el acceso de aire al interior evitando la corrosión.

En general, el perfil seleccionado como uso de columna, estará condicionado por la magnitud de la carga y por el tipo de las conexiones de extremo que sean las más convenientes para la aplicación estructural particular, pero tomando en cuenta por el diseñador, el uso de una sección con el radio de giro más grande posible, reduciendo así la relación de esbeltez e incrementando el esfuerzo crítico.

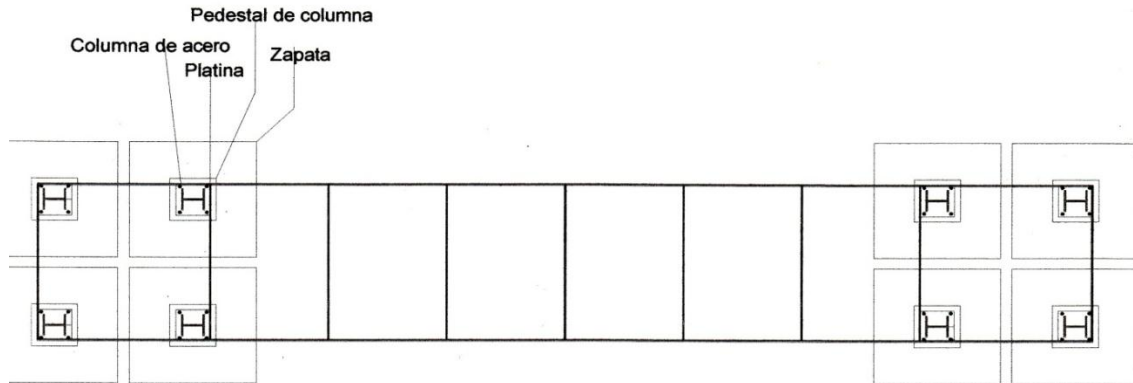
Muchas normas de diseño del AISC – LRFD antes señaladas, siguen las últimas recomendaciones del *Structural Stability Research Council (SSRC)*.



### 7.5.3. Razones ancho/espesor

Los límites ancho/espesor se establecen para garantizar que el pandeo global de las columnas, gobierne el esfuerzo crítico de diseño; cuando los límites no se excedan, entonces la sección transversal total de la columna puede considerarse efectiva. Los límites ancho/espesor también se establecen bajo dos amplias categorías, los elementos atiesados – que son mucho más efectivos, ya que conforme el esfuerzo de fluencia se incrementa, se requiere un elemento más robusto – mientras en los elementos no atiesados se deberá de prevenir el pandeo local prematuro bajo el esfuerzo permisible incrementado.

Figura 40. **Planta de la pista de caminamiento**



Fuente: elaboración propia

A continuación se diseñarán las columnas de la pasarela de metal o puente peatonal de metal; primeramente con un perfil tubular y por último con un perfil W, tomando siempre en cuenta que los centros espaciados entre columnas por tramos es de 3,94 pies, mientras que sus cargas no varían; para carga

muerta (cm) = 321,90 libras/pie<sup>2</sup>  $\approx$  2,25 x 10<sup>-3</sup> libras/pulgada<sup>2</sup> y una carga viva (cv) = 125 libras/pie<sup>2</sup>  $\approx$  8,7 x 10<sup>-4</sup> libras/pulgada<sup>2</sup>.

Las columnas tienen una medida de base = 1 pie  $\approx$  12 pulgadas por lado, se usará acero A-36 (F'y) = 36 Ksi; altura de las columnas = 20 pies articulada en uno sus extremos.

Solución:

- Calculando las fuerzas axiales últimas (Fu)

$$Fu = [(1,2 \times cm + 1,6 \times cv)]$$

$$Fu = [(1,2 \times 0,00224 \text{ Kips}) + (1,6 \times 0,00087 \text{ Kips})]$$

$$Fu = 4,08 \times 10^{-3} \text{ libras/pulgada}^2$$

Datos de la columna circular de peso estándar, según el AISCM

Tamaño de la columna = 4 pulgadas de diámetro nominal

Área de la columna (A) = 3,17 pulgadas<sup>2</sup>

Radio de giro (r) = 1,51 pulgadas

Diámetro exterior (De) = 4,50 pulgadas.

Espesor de la pared del tubo (t) = 0,237 pulgadas

Peso por pie (w) = 10,79 libras/pie

Longitud de columna (Lc) = 20 pies  $\approx$  240 pulgadas

Factor de longitud efectiva (K) = 1

- Relación de esbeltez de la columna dada por (K) x (Lc) / r

Si K=1 entonces 1 x 240 pulgadas/1,51 pulgadas = 158,94

Comparando el resultado anterior con la desigualdad: 158,94 es menor (<) 200,

si cumple con la desigualdad.

- Revisión de la razón: ancho/espesor  $\lambda_{ae}$  del tubo circular:

$$\lambda_{ae} = D_e / t \text{ entonces } \lambda_{ae} = 4,50 \text{ pulgadas} / 0,237 \text{ pulgadas}$$

$$\lambda_{ae} = 18,987$$

- Hallando el límite de esbeltez  $\lambda_r = 3300 / (F'y)$

$$\lambda_r = 91,67$$

- Comparando la desigualdad que dice  $\lambda_{ae}$  es menor que ( $<$ )  $\lambda_r$  es decir que 18,987 es menor que 91,67 si cumple con la desigualdad.

- Hallando la resistencia de diseño  $\lambda_c = \frac{(k \times L_c)}{r \times \pi} \times \sqrt{\frac{F'y}{E}}$

$$\lambda_c = \frac{240 \text{ pulgadas}}{4,743805 \text{ pulgadas}} \times \sqrt{\frac{36\,000}{28\,993\,206,53}}$$

$$\lambda_c = 1,78$$

- Según la relación de esbeltez efectiva no dimensional dice que el esfuerzo crítico de pandeo  $F_{cr}$  será  $\lambda_c$  mayor que ( $>$ ) 1,50 y  $\lambda_c = 1,78$  si es mayor que ( $>$ ) 1,50 si cumple con la desigualdad.

- Hallando el esfuerzo crítico de pandeo  $F_{cr} = 0,877 / (\lambda_c)^2$

$$F_{cr} = 0,877 / (1,78)^2 = 0,276795$$

$$F_{cr} = 0,277 \text{ Kips.}$$

- Según el manual del AISC – LRFD

$$P_n = \text{Área} \times F_{cr}$$

$$P_n = 3,17 \text{ pulgadas}^2 \times 0,277 \text{ Kips}$$

$$P_n = 0,87809 \text{ Kips}$$

- De la ecuación de resistencia de diseño de columnas =  $(\Phi_c \times P_n)$

$$\text{De donde } \Phi_c = 0,85$$

$$0,85 \times 0,878 = 0,746 \text{ Kips.}$$

- Recordando el inicio que fuerza de axial ultima  $F_u = 4,08 \times 10^{-3}$  libras/pulgada<sup>2</sup>.

Haciendo la comparación de la desigualdad, se tiene que  $F_u$  es menor que ( $<$ )  $\Phi_c \times P_n$  es decir que  $4,08 \times 10^{-3}$  libras/pulgada<sup>2</sup> si es menor que ( $<$ ) 0,746 Kips, si es correcto el diseño del perfil tubular de 4 pulgadas de diámetro.

Analizando un perfil W 8 x 18 – que es uno de los más ligeros – para  $(K \times L_c) = 20 \text{ pies} \approx 240 \text{ pulgadas}$ , soportará una carga de fuerza axial última de  $4,08 \times 10^{-3}$  libras/pulgada<sup>2</sup>

Datos del perfil W 8 x 18

Área de la columna (A) = 5,26 pulgadas<sup>2</sup>

Radio de giro ( $r_y$ ) = 1,23 pulgadas, ( $r_x$ ) = 3,43 pulgadas

Peso por pie (w) = 18 libras/pie

Longitud de la columna ( $L_c$ ) = 20 pies  $\approx$  240 pulgadas

Peso de la columna = w x  $L_c$

18 libras/pie x 20pies = 0,36 Kips

Grado del acero A-36 ( $F_y$ ) = 36 Ksi

E del acero = 28 993 206,53 libras/pulgadas<sup>2</sup>

- Hallando la relación de esbeltez de la columna dada por  $K \times L_c / r$  si  $K=1$  entonces  $1 \times 240 \text{ pulgadas} / 1,23 \text{ pulgadas} = 195,12$ .

Comparando el resultado anterior con la desigualdad: 195,12 es menor ( $<$ ) 200 si cumple con la desigualdad.

- Hallando otros datos por tabla de perfiles:

Según ancho/espesor del perfil W 8 x 18

Esbeltez del patín: (de tabla)  $b_f / 2t_f$  de donde  $\lambda_f = 8,0$

Esbeltez del alma: (de tabla)  $d / t_w$  de donde  $\lambda_w = 35,4$

Relación de esbeltez  $\lambda_r = 253 / \sqrt{F'y} = 42,167$

- Hallando las razones de esbeltez de la columna, con sus respectivos radios de giro:

$$\text{Para } \lambda_{cx} = \frac{(k \times L_c)}{r \times \pi} \times \sqrt{\frac{F'y}{E}}$$

$$\lambda_{cx} = 0,785$$

$$\text{Para } \lambda_{cy} = \frac{(k \times L_c)}{r \times \pi} \times \sqrt{\frac{F'y}{E}}$$

$$\lambda_{cy} = 2,18$$

- Hallando el esfuerzo crítico de pandeo  $F_{cr}$

$$F_{cr} = F'y \times (0,658)^{(\lambda_{cy})^2}$$

$$F_{cr} = 4,92 \text{ Ksi}$$

➤ Según el manual del AISC – LRFD

$$P_n = \text{Área} \times F_{cr}$$

$$P_n = 5,26 \text{ pulgadas}^2 \times 4,92 \text{ Kips}$$

$$P_n = 25,907 \text{ Kips.}$$

➤ De la ecuación de resistencia de diseño de columnas =  $(\Phi_c \times P_n)$ .

$$\text{De donde } \Phi_c = 0,85$$

$$\rightarrow 0,85 \times 25,907 = 22,02 \text{ Kips.}$$

➤ Recordando el inicio que fuerza de axial ultima  $F_u = (4,08) \times 10^{-3}$  libras/pulgada<sup>2</sup>, haciendo la comparación de la desigualdad, se tiene que  $F_u$  es menor que ( $<$ )  $\Phi_c \times P_n$  es decir  $4,08 \times 10^{-3}$  libras/pulgada<sup>2</sup> es menor que ( $<$ ) 22,02 Kips. Si es correcto el diseño del perfil W 8 x 18.

#### **7.5.4. Placa base para columnas**

Las columnas de acero suelen descansar sobre zapatas o pedestales de concreto, con el fin de transmitir la carga a la cimentación. Los esfuerzos de compresión en las columnas de acero son más altos que los esfuerzos de compresión, del diseño del concreto; por lo tanto una placa de acero laminado llamada - placa base - suele insertarse entre la columna y la base de concreto, para distribuir la carga de la columna a un área suficiente de la base, lo que evita la fractura del concreto.

Debido a que la placa base se proyecta por fuera de las dimensiones de la columna, la presión de apoyo de la cimentación produce flexión en la capa base, sin embargo en contraste con las placas de apoyo de una viga, la flexión se da

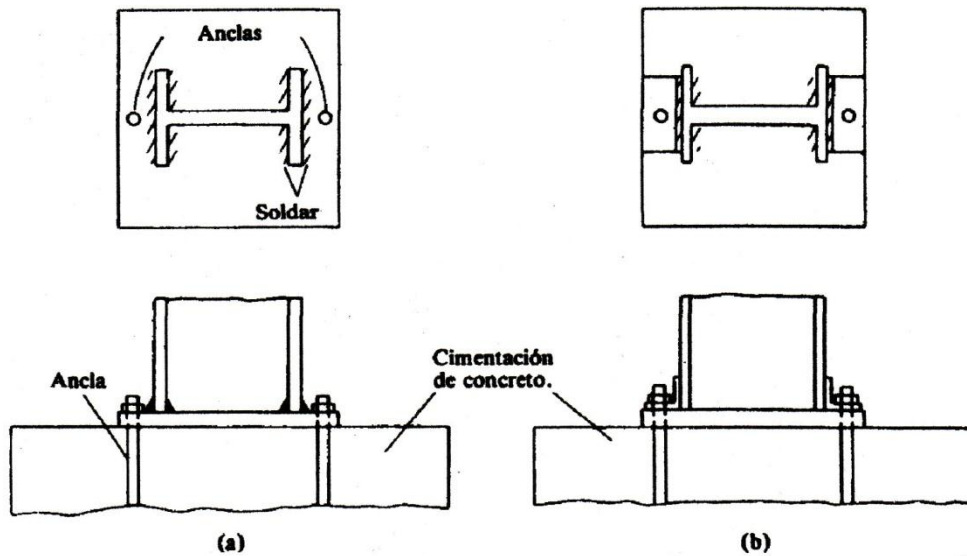
en una dirección, por lo cual la columna deberá de anclarse a la placa base y ésta a su vez a los cimientos de concreto.

Para el caso de la pasarela de metal peatonal, las columnas se podrán soldar en el taller directamente a la placa base; para preparar el montaje, suele usarse placas niveladoras de  $\frac{1}{4}$  de pulgada de espesor, cortada al mismo tamaño que la placa base y colocada en su nivel establecido.

Para una placa base cargada axialmente, se toma como  $B_a$ , la dimensión del ancho de la placa base, paralela al patín de la columna, y  $N_L$ , la dimensión de la longitud, paralela al alma de la columna y  $t$  su espesor.

Para conectar la base de las columnas diseñadas anteriormente a la base de la columna de concreto reforzado, se hace por medio de una platina de acero que debe de llenar las especificaciones del AISC – LRFD.

Figura 41. Placa base de columnas



Fuente: GALAMBOS, Theodore; LIN F.; JOHNSTON, Bruce.

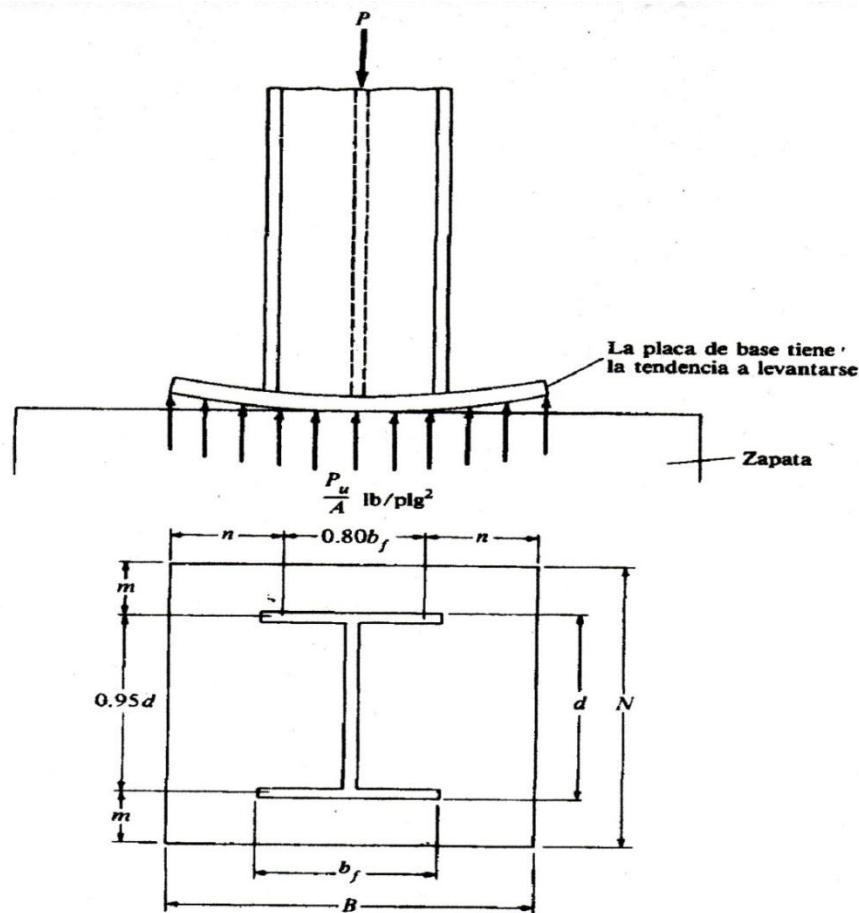
Diseño de estructuras de acero conLRFD. p. 158.

Todo esto se basa en que la carga axial factorizada de la columna  $P_u$  está distribuida de manera uniforme sobre un área de la placa base.

El análisis recomendado de la placa base para columnas con sección  $W$ , supone que esta área rectangular equivalente es  $0,80 b_f$  por  $0,95 d$ , de donde  $b_f$  y  $d$  son el ancho del patín y el peralte de la sección de la columna.



Figura 42. Elevación de placa base, según AISC – LRFD



Fuente: GALAMBOS, Theodore; LIN, F.; JOHNSTON, Bruce.

Diseño de estructuras de acero con LRFD. p. 164.

Según la investigación, se calculará una placa base, para un perfil W 8 x18 que se usará para una columna soportada por una zapata de concreto, en donde la parte superior de la zapata es de 1 pie x 1 pie, (es decir de 12 pulgadas x 12 pulgadas por lado) y se necesita diseñar una placa base de acero A 36

para una carga muerta (cm) de 682 libras/pie<sup>2</sup> (incluye el peso propio de la columna de acero) y una carga viva (cv) de 125 libras/pie<sup>2</sup>.

✓ Calculando la carga axial factorizada ( $P_u$ )

$$P_u = (1,2 \times (682 \text{ libras/pie}^2) + (1,6 \times (125 \text{ libras/pie}^2)$$

$$P_u = 1018,40 \text{ libras/pie}^2$$

✓ Calculando el área requerida de apoyo

$\Phi_c \times P_p$  es mayor o igual que ( $\geq$ )  $P_u$

De donde:

$$P_p = 0,60 \times 0,55 \times 3\,000 \times A_1 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \text{ de donde:}$$

$A_1$  = Área de la placa base de apoyo – es nuestra incógnita –

$A_2$  = Área total del soporte de concreto (1 pie x 1 pie)

$$(0,6 \times 0,55 \times 3\,000) \times (A_1) \times \sqrt{\frac{1}{A_1}} \text{ es mayor o igual que } (\geq) 1\,018,40$$

$$990 \times \sqrt{A_1} \text{ es mayor o igual que } (\geq) 1\,018,40$$

$$\sqrt{A_1} \text{ es mayor o igual que } (\geq) 1,02868$$

$$A_1 \text{ es mayor o igual que } (\geq) 1,02868$$

✓ Revisando

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \text{ es menor que } (<) 2$$

$$\sqrt{\frac{1}{0,986}} \text{ es menor que } (<) 2$$

0,993 es menor que (<) 2 de donde si cumple.

La placa debe de ser con las siguientes dimensiones:  $b_f \times d$

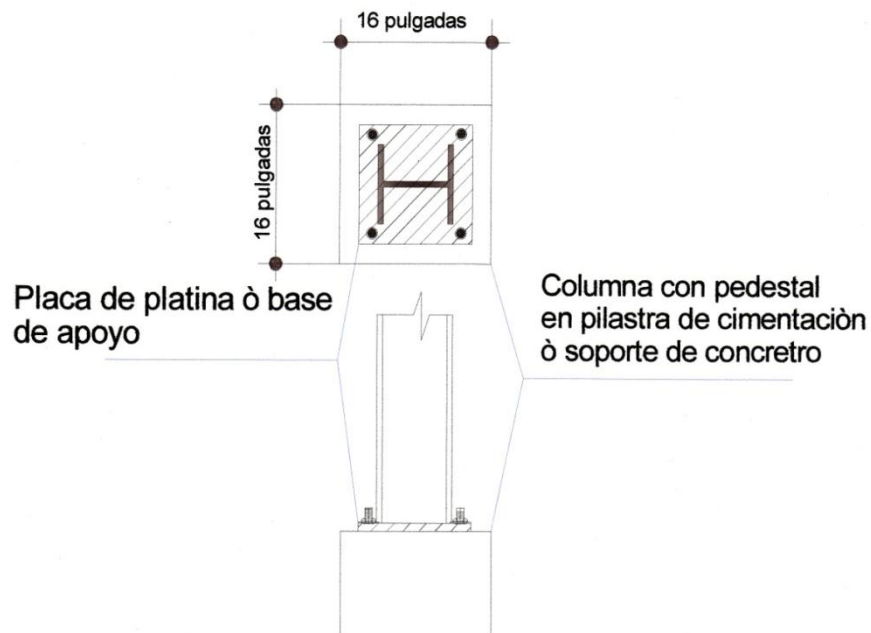
De donde:  $b_f = 5,25$  pulgadas y  $d = 8,14$  pulgadas

$b_f \times d = (5,25 \text{ pulgadas}) \times (8,14 \text{ pulgadas}) = 42,73 \text{ pulgadas}^2$

$0,993 \text{ pies}^2 \approx 142,98 \text{ pulgadas}^2$ , de donde  $42,73 \text{ pulgadas}^2$  es menor que (<)

$142,98 \text{ pulgadas}^2$  si cumple.

Figura 43. **Planta y elevación de placa base, según AISC – LRFD**



Fuente: SEGUI, William. Diseño de estructuras de acero con LRFD. p. 306.

Hallando las dimensiones de la placa, teniendo  $B = N$ ; ya que ambos miden 16 pulgadas por lado, y que el valor de  $A_1$  (área de apoyo) = 256 pulgadas<sup>2</sup>, se tiene que las dimensiones de las franjas  $m$  y  $n$  en el voladizo del área del apoyo:

De  $m = [N - (0.95 \times d)] / 2$ . De donde:

$$m = [16 - (7,73)] / 2$$

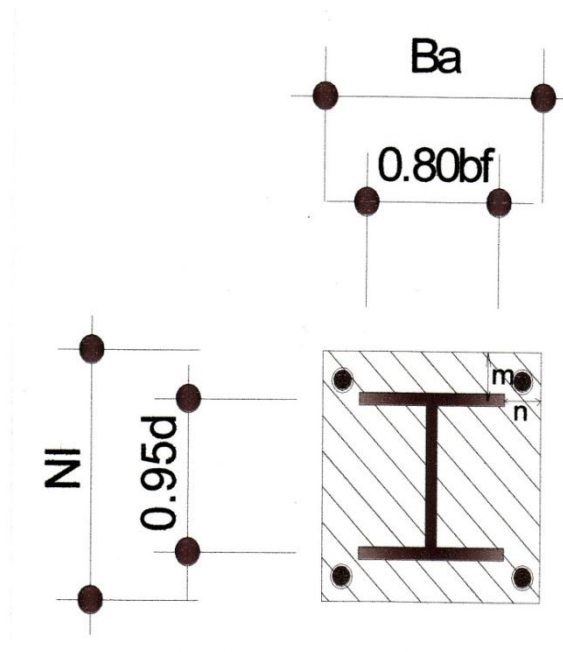
$$m = 4,13 \text{ pulgadas} \approx 4 \frac{1}{8} \text{ pulgadas}$$

De  $n = [B - (0.80 \times b_f)] / 2$ . De donde:

$$n = [16 - (4,20)] / 2$$

$$n = 5,90 \text{ pulgadas} \approx 5 \frac{15}{16} \text{ pulgadas}$$

Figura 44. Planta de detalle de platina



Fuente: SEGUI, William. Diseño de estructuras de acero con LRFD. p. 340.

El espesor de la placa  $t_p$  se determina con un análisis de una franja en voladizo de ancho unitario y de longitud  $c$ , dada por la ecuación:

$$t_p = m \times \sqrt{\frac{2 \times P_u}{0.9 \times F_y \times B \times N}}$$

$$t_p = 2.135 \text{ pulgadas} \times \sqrt{\frac{2 \times 1018,4}{0,9 \times 3\,000 \times 144}}$$

$$t_p = 2,135 \times 0,07237$$

$tp = 0,16$  pulgadas  $\approx 3/16$  pulgadas de espesor

Durante muchos años el remachado fue el método aceptado para efectuar conexiones; pero el uso de remaches ha declinado actualmente, debido al desarrollo y ventajas económicas, tanto en la soldadura, como el uso de los pernos de alta resistencia; dando una mayor ventaja en la combinación de estos en su ensamblaje y montaje.

Definición de perno: llamado también tornillo; es una barra de metal de sección transversal circular, que consta de una cabeza en un extremo y cuerpo o espiga roscada en el otro extremo, para recibir una tuerca; los pernos transmiten fuerza de una placa a otra por cortante simple.

Los pernos estándar, conocidos también como pernos comunes, en su uso debe de acatar las normas del *Specifications for low carbon steel externally and internally threaded standard fasteners* (Especificaciones para acero de bajo carbono en el exterior y con rosca estándar a los sujetadores internos correspondiente a la ASTM - A 307).

Mientras que los pernos de alta resistencia, están divididos en dos niveles de resistencia, y su uso va de acuerdo a las normas del *Specification for structural joints using* (Especificaciones para uso de juntas estructurales) ASTM - A 325 or A 490 *Bolts* (Pernos).

Dentro de las características de estos pernos están, que varían entre 5/8 de pulgadas a 1 ½ de pulgada de diámetro, y su resistencia está tabulada en las tablas J 3.2 del AISC.

Según su análisis por el esfuerzo de aplastamiento  $f_p$  sobre el área de contacto y la placa conectada, se define como la carga cortante  $P$ , transmitida, que va dividida entre el área de aplastamiento efectiva y total denotada por  $dt$ ; de donde  $d$  = diámetro nominal del perno estándar y  $t$  el espesor a la placa conectada.

En el uso de los pernos de alta resistencia, se aprietan para producir una tensión inicial mínima en el vástago del perno igual a la carga de prueba (70%) de la resistencia a tensión del perno.

Para obtener la tensión específica, las tuercas se aprietan con llaves calibradas por el método de la vuelta de tuerca - que consiste en instalar primero la tuerca con un apriete manual - de forma que todas las superficies con la placa haga un buen contacto, que no sea posible la rotación libre con el perno; las especificaciones requieren que se coloquen además arandelas endurecidas bajo el elemento girado.

En este diseño, se usará pernos de anclaje A 325 de diámetro =  $\frac{3}{4}$  de pulgada, fundidos desde la cimentación durante su construcción, y para ello se barrena la placa base, con un diámetro mayor al perno, permitiendo con esto pequeñas desviaciones en la alineación de los pernos de anclaje.

Con los siguientes datos, según el AISC la placa según este cálculo, se diseñó de 12 pulgadas por lado, con un  $t = 0.16$  pulgadas  $\approx 3/16$  pulgadas de espesor; y usaremos perno de anclaje A 325 de diámetro =  $\frac{3}{4}$  de pulgada.

Solución:

$\Phi$  Perno = 0,75 pulgadas

$$A \text{ (perno para cortante simple)} = \frac{\pi \times (\Phi \text{ requerido})^2}{4}$$

$$A \text{ perno} = \frac{\pi \times (0,75)^2}{4}$$

A perno = 0,44 pulgadas<sup>2</sup>

Según datos de la tabla

$f_v = 17$  ksi;  $\phi = 1,00$

Carga de servicio (Ps) = carga muerta (cm) + carga viva (cv)

$$P_u = 1,2 \times (\text{cm}) + 1,6 (\text{cv})$$

$$P_u = 1,2 \times (226,03 \text{ libras/pie}^2) + 1,6 (125 \text{ libras/pie}^2)$$

$$P_u = 471,236 \text{ libras/pie}^2 \approx 0,471236 \text{ Kips}$$

$$n \text{ (requerida)} = \frac{P_u}{\phi \times f_v \times \text{diámetro requerido}}$$

$$n \text{ (req.)} = \frac{0,471236}{1,0 \times 25 \times 0,0442}$$

$$n \text{ (req.)} = 0,042 \approx 4 \text{ pernos}$$

Comprobando el área de acero de los pernos, según las normas del LRFD

$$T \text{ (tensión en el perno)} = \frac{\Sigma \text{ total de las cargas}}{q \text{ presión real de contacto}} \quad (\text{ecuación No. 7})$$



$$t \text{ (espesor)} = \sqrt{\frac{3 \times q \times (m \text{ o } n)}{fb}} \quad \text{(ecuación No. 8) de donde:}$$

q = Presión real del contacto

t = Espesor de la placa base = 0.16 pulgadas

m o n = Medidas internas de la placa; m = 3,9 pulgadas y n = 2,13 pulgadas

fb = Dato basado sobre flexión en una sección cuadrada = 0,75 x 36 000

Despejando q de la ecuación No. 8, se tiene:

$$0,16 = \sqrt{\frac{3 \times q \times 3,90}{27,00}}$$

q = 59,08; sustituyendo valores en T (tensión en el perno, ecuación No. 7)

$$T = \frac{52\,037,15}{59,08}$$

$$T = 880$$

Según el manual del AISC para pernos de anclaje, se usa  $F_y = 345$  de

$$F_t = 0.60 \times F_y$$

$$F_t = 0.60 \times 345$$

$$F_t = 207$$

Sustituyendo en la ecuación de área requerida:

$$A \text{ (req)} = 880 / 207$$

$$A \text{ (req)} = 4,25 \text{ pulgadas}^2 \approx \text{perno de } \phi = \frac{3}{4} \text{ pulgadas}$$

### **7.5.5. Marcos contraventeados con conexiones simples**

El sistema vertical de contraventeo deberá de ser adecuado para evitar el pandeo de la estructura bajo cargas verticales de diseño y conservar la estabilidad lateral de la estructura, incluyendo los efectos ocasionados por los desplazamientos laterales bajo cargas verticales y horizontales.

En la estructura de una pasarela de metal con una altura de 19 pies, que consisten en retículas rectangulares de vigas y traveses horizontales, como columnas verticales, las conexiones deben de ser simples, con capacidad de transferir sólo cortante, usándose para unir vigas a las traveses, y las traveses a las columnas, en tanto que las columnas son continuas.

En la pasarela de metal el contraventeo con armadura vertical se proporciona en planos transversales en ciertas crujeas de la estructura, para transferir las cargas de viento a la cimentación y proporcionar estabilidad y rigidez lateral al sistema; el marco contraventeado consiste en una armadura plana hecha de elementos verticales y horizontales arriostrados contra las cargas horizontales al añadir elementos diagonales.

En Guatemala se usan perfiles angulares como técs o canales; el contraventeo armadura también puede proporcionarse por una sola diagonal a cada altura determinada no mayor de 10 pies máximo en altura vertical o por diagonales dobles tanto a miembros de tensión como de compresión con el fin de arriostrar la estructura por el viento.

Por lo general, el contraventeo diagonal se diseña solamente para tensión y unido a pequeñas placas de metal llamadas crujeas.

Para este caso, se calculará el arriostramiento lateral de una pasarela de metal, con los siguientes datos:

Longitud de base (Lb) = 3,94 pies.

Longitud central entre traveses (Lc) = 8 pies

Lh = (Lb) / (Lc) = 0,4925 pies

Según la ecuación No. 9 dada por la AISC – LRFD

$$A_b = \frac{2 [(1 + (L_h)^2)]^{3/2}}{(L_h)^2 \times E} \times \Sigma p, \text{ de donde:}$$

A<sub>b</sub> = Área de contraventeo

P = Σ de todas las cargas de la columna al nivel de piso

L<sub>h</sub> = Longitud horizontal de contraventeo diagonal a longitud de columna

E = Módulo de elasticidad del acero (compuesto por la columna + contraventeo)

Sustituyendo valores:

$$A_b = \frac{2 \times [1 + (0,4925)^2]^{3/2}}{(0,4925)^2 \times (28\,993\,206,5)} \times 2\,985,41$$

$$A_b = 0,001176 \text{ pies}^2 \approx 0,169 \text{ pulgadas}^2$$

El contraventeo diagonal tiene una longitud de:

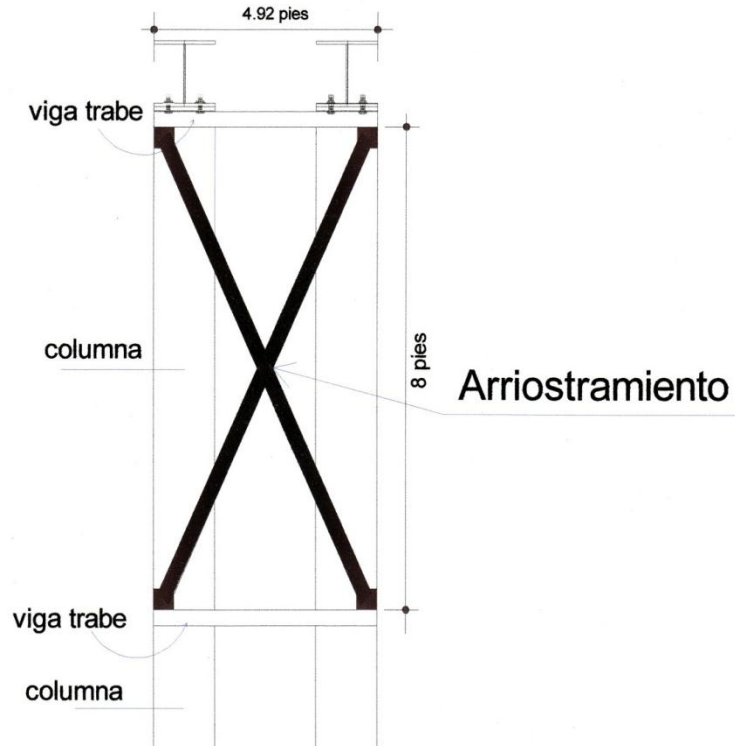
$$L = [(8,0)^2 + (3,94)^2]^{1/2}$$

$$L = 8,918 \text{ pies} \approx 107,02 \text{ pulgadas}$$

La deflexión L/r máximo para un miembro a tensión es menor o igual a (≤) 300, por la propiedad de radio de giro  $r_{y \min} = (8,918 \times 39,36) / 300 = 1,17$  pulgadas

Seleccionando arbitrariamente con un perfil que cumpla con tener un radio de giro  $r_y$  mayor o igual a ( $\geq$ ) 1,19 pulgadas, se encontrará en las tablas de propiedades de los perfiles que el perfil angular **L 4" x 4" x 3/4"** posee un  $r_y = 1,19$  pulgadas, que posee un área de 5.44 pulgadas<sup>2</sup> y es mucho mayor ( $\gg$ ) que 0,169 pulgadas<sup>2</sup>, si cumple con la norma.

Figura 45. **Detalle de arriostramiento**



Fuente: elaboración propia.

### **7.5.6. Escaleras de acero y concreto reforzado**

Una escalera de acero y concreto reforzado puede considerarse como una losa inclinada, con refuerzo en una dirección y escalones, gradas o peldaños en la parte superior.

El procedimiento es construirla como una zanca o viga simple inclinada, que forma la estructura y cuyo claro es igual a la distancia horizontal entre sus apoyos, se considera también tener tramos no mayores de 17 escalones, tratándose de hacer 2 tramos con una plataforma de descanso intermedio por tramo, apoyándose en su extremo sobre las vigas de acero transversales.

La proporción entre la huella y la contra huella – o peralte – depende del diseño, pero generalmente se determina por medio de las limitaciones establecidas en reglamentos de construcción vigentes; las dimensiones máxima y mínima para la contra huella es entre el rango de 15 a 20 centímetros; mientras que la huella no debe ser menor de 24 centímetros, sin tomar en cuenta los rebordes.

Se usan comúnmente dos reglas para dimensionar las huellas y las contra huellas:

- a) La sumatoria de ambos debe de ser aproximadamente 45 centímetros o 17,716 pulgadas.
- b) El producto o multiplicación debe de estar entre 450 a 480.

- c) Otra forma de hallar la relación entre huella y contrahuella, está dada por la expresión empírica  $2 \times (\text{contrahuella} + \text{huella}) = 63$  la cual se usa con un criterio, de acuerdo al espacio disponible.

Una escalera relativamente cómoda tiene una inclinación, con respecto a la horizontal, no mayor de  $45^\circ$ . Las combinaciones de huellas y contra huellas que se dan en la siguiente tabla dan como resultado escaleras confortables.

Tabla VII. **Huellas para diseño de escaleras**

<b>Para diseño de escaleras de metal</b>	
<b>Huellas y contra huellas recomendables</b>	
Huella en cm y pulgada	Contra huella en cm y pulgada
32,00 cm. ≈ 12,6"	15,00 cm. ≈ 5,9"
31,50 cm. ≈ 12,4"	15,50 cm. ≈ 6,1"
31,00 cm. ≈ 12,2"	16,00 cm. ≈ 6,3"
30,00 cm. ≈ 12,0"	16,20 cm. ≈ 6,4"
29,50 cm. ≈ 11,6"	16,50 cm. ≈ 6,5"
29,00 cm. ≈ 11,4"	17,00 cm. ≈ 6,7"
28,50 cm. ≈ 11,2"	17,20 cm. ≈ 6,8"
28,00 cm. ≈ 11,0"	17,50 cm. ≈ 6,9"
27,50 cm. ≈ 10,8"	18,00 cm. ≈ 7,1"
27,00 cm. ≈ 10,6"	18,20 cm. ≈ 7,2"
26,50 cm. ≈ 10,4"	18,50 cm. ≈ 7,3"
26,00 cm. ≈ 10,2"	19,00 cm. ≈ 7,5"
25,50 cm. ≈ 10,0"	19,20 cm. ≈ 7,6"
25,00 cm. ≈ 9,8"	19,50 cm. ≈ 7,7"
24,50 cm. ≈ 9,6"	20,00 cm. ≈ 7,9"
24,00 cm. ≈ 9,4"	20,20 cm. ≈ 8,0"

Fuente: PARKER, Harry. Diseño simplificado de concreto reforzado. p. 283.

Para el diseño de gradas, en una pasarela de metal peatonal, se considera una franja de 3,94 pies de ancho, por un claro de 14,76 pies de largo; usándose las fórmulas de flexión para una viga rectangular (el diseño es una losa con vigas en los extremos de acero con el ancho antes descrito, descartándose el peralte de las gradas) calculándose el peralte efectivo y el refuerzo para esta franja de viga, mientras que para las gradas, el refuerzo por temperatura - en la grada - hecha de perfil laminado en frío (costanera de 6" x 2"x 3/16") y el uso de una electromalla 6 x 6 4,5/4,5 en la fundición de concreto.

Para la pasarela de metal o puente peatonal de metal, se usará una carga viva (cv) = 125 libras/pie<sup>2</sup> sobre el área horizontal de la escalera.

Área del claro de gradas: 14,76 pies x 3,936 pies = 58,09 pies<sup>2</sup>.  
125 libras/pie<sup>2</sup> x 58,09 pies<sup>2</sup>. = 7 262 libras de carga viva.

Calculando la carga muerta (cm)  
cm = [carga del acero estructural de las vigas y costaneras + carga de concreto de las gradas]

La sumatoria total de la cm = 1 357 libras.  
Sumatoria total de la cv + cm = 7 262 + 1 357 = 8 619 libras.

#### **7.5.7. Diseño por flexión**

El diseño de una viga de acero por flexión consiste en la aplicación de la ecuación siguiente:  $S = M / f$ , de donde:  
(Todos estos datos se encuentran en tablas de propiedades de los perfiles angulares de canales *American Estandar* del AISC).

S = Módulo de sección elástico en pulgadas<sup>3</sup>

M = Momento flexionante en libras – pulgadas

Recordando que el momento flexionante máximo será  $M = W L/8$

$M = (8\,619 \text{ libras} \times 14,76 \text{ pies} \times 12 \text{ pulgadas}) \div 8$

$M = 1\,526\,597,28 \div 8$

$M = 190\,824,66 \text{ libras} \cdot \text{pulgada}$

f = Esfuerzo permisible en la fibra extrema en libras/pulgada<sup>2</sup>

Aplicando la ecuación de flexión,  $S = M \div f$  según la tabla de propiedades físicas promedio de algunos materiales de construcción, el acero estructural A36, posee el valor de 24 000 libras/pulgada<sup>2</sup> a la flexión en la fibra extrema.

$M = 190\,824,66 \text{ libras} \cdot \text{pulgada} \div 24\,000 \text{ libras/pulgada}^2$

$M = 7,951 \text{ Pulgadas}^3$

En la tabla propiedades de perfiles canal *Americanas Estandar*, del AISC S en pulgadas<sup>3</sup> del eje X – X de donde S tiene que ser mayor o igual ( $\geq$ ) a 7,951 pulgadas<sup>3</sup>; buscando en dichas propiedades, encontramos que el perfil canal *American Estandar* C 10 x 30 tiene un  $S_{xx}$  (módulo de sección elástico) = 20,7 pulgadas<sup>3</sup>, si chequea lo solicitado.

Las vigas anteriores se han diseñado solamente por flexión; hay que tomar en cuenta que estas dos vigas van unidas a las gradas o peldaños.

Un diseño completo requiere además un diseño por cortante y otro diseño por deflexión. Después que se diseña una viga por flexión, debe revisarse por cortante; la mayoría de las vigas que son lo bastante fuerte como para resistir la flexión, son también suficientes para resistir el cortante; en el caso de vigas



cortas o vigas que tiene cargas relativamente grandes cerca de los apoyos, deben revisarse siempre por cortante.

En el caso de las vigas de acero, solamente interesa el cortante horizontal ya que los esfuerzos no están distribuidos por igual sobre toda la sección transversal de la viga, sino que tiene su máximo en el eje neutro y en los nodos en las fibras extremas; debido a esto se supone que el alma de la viga es la única parte que resiste el esfuerzo de corte.

Si el esfuerzo cortante promedio no excede al esfuerzo cortante permisible,  $F_v$ , que es de 14 500 libras/pulgada<sup>2</sup> para el acero A36, implica que las vigas son seguras respecto al esfuerzo cortante.

#### **7.5.8. Diseño por cortante**

La siguiente ecuación puede utilizarse para encontrar el esfuerzo cortante promedio:  $F_v = V \div (d \times t)$ , de donde: (todos estos datos se encuentran en tablas de propiedades de los perfiles de canal *American Estandar*, del AISC).

$F_v$  = Esfuerzo cortante promedio en libras/pulgada<sup>2</sup>)

$V$  = Cortante vertical máximo en libras

$d$  = Peralte total de la viga en pulgadas

$t$  = Espesor del alma de la viga en pulgadas

Es importante recordar que el cortante vertical máximo en vigas de acero, libremente apoyadas es igual a la reacción “R” mayor, y que en vigas cargadas simétricamente, cada una de las reacciones es igual a la mitad de la carga total sobre las vigas.

Revisando el cortante de las vigas anteriormente calculadas; son:  
para el perfil tipo viga S o viga I, la carga total es igual a 51,388 libras  
si  $R1 = R2 \rightarrow 8\,619 \text{ libras} \div 2 = 4\,309,50 \text{ libras}$ .

Por lo tanto el cortante vertical máximo será:  $V = 4\,309,50 \text{ libras}$ . De los datos anteriores según tabla de propiedades del perfil canal *American Estandar* el peralte de la viga es = 10 pulgadas y el espesor del alma es de 0,673 pulgadas.

Aplicando la ecuación se tiene:

$$FV = V \div (d \times t)$$

$$FV = 4\,309,50 \text{ libras} \div (10 \text{ pulgadas} \times 0,673 \text{ pulgadas})$$

$$FV = 4\,309,5 \text{ libras} \div 6,73 \text{ pulgadas}^2$$

$FV = 640,34 \text{ Libras/pulgada}^2$  es el esfuerzo cortante promedio, y que  $640,34 \text{ libras/pulgada}^2$  es (<) menor que  $14\,500 \text{ libras/pulgada}^2$

De donde se concluye que la viga perfil tipo viga canal *American Estandar* es suficiente para resistir el cortante. Además de resistir la flexión y el cortante, las vigas no deben deformarse, pues si no son lo suficientemente rígidas, podrán ocasionar agrietamientos en las losas de gradas del caminamiento peatonal.

Las especificaciones del AISC señalan que las dimensiones de las vigas, que soportan una losa de caminamiento peatonal no pueden ser mayores a L/360 del claro; esta especificación es de utilidad para una losa de caminamiento peatonal.

A veces una viga tiene las dimensiones adecuadas para resistir la flexión y el cortante, pero al hacer la revisión, se encuentra que su deflexión es mayor que la máxima permitida por las normas y reglamentos de construcción.

### **7.5.9. Diseño por deflexión**

Para vigas típicas con cargas simples, la deflexión máxima puede calcularse por la ecuación:  $D = (5/384) \times [(W \times L^3) \div E I]$ , de donde:

D = Deflexión máxima será en pulgadas

W = Carga total distribuida uniformemente, en libras

L = Longitud del claro, en pulgadas

E = Módulo de elasticidad de la viga, en libras/pulgada<sup>2</sup>

Para el acero estructural A36, E = 29 000 000 libras /pulgada<sup>2</sup>

I = Momento de inercia de la sección transversal de la viga en pulgadas<sup>4</sup>

En el presente ejemplo, se utiliza acero A36 con conexiones típicas articuladas en los extremos, con un claro de 14,76 pies, que soporta una carga uniformemente distribuida de 8 619 libras (que incluye su peso propio); si la viga está soportada en sus extremos, considerando que la deformación no debe exceder a L/360 de su claro.

### **7.5.10. Calculando el momento flexionante máximo**

Dada la ecuación  $M = (W \times L) \div 8$ , de donde:

$M = (8\,619 \text{ libras} \times 14,76 \text{ pies} \times 12 \text{ pulgadas}) \div 8$

$M = 1\,526\,597,28 \div 8$

$M = 190\,824,66 \text{ libras} - \text{pulgadas}$

Calculando el módulo de sección requerido: de donde  $S = M \div f$   
 Recordando que  $f$  es el esfuerzo permisible en la fibra extrema;  
 $f = 24\,000$  libras/pulgada<sup>2</sup>

$$S = 190\,824,66 \text{ libras} - \text{pulgadas} \div 24\,000 \text{ libras/pulgada}^2$$

$$S = 7,951 \text{ pulgadas}^3$$

Según las tablas del AISC se seleccionó una viga canal *American Estandar* de peralte 10 pulgadas y 30 libras/pie cuyo  $S_{xx}$  (módulo de sección elástico) = 20,7 pulgadas<sup>3</sup> es mayor que (>) 7,951 pulgadas<sup>3</sup> de donde se deduce que su  $S_{xx}$  (módulo de sección elástico) = 20,7 pulgadas<sup>3</sup> si soporta la carga total de 8 619 libras; y que el cortante  $V = 640,34$  libras/pulgada<sup>2</sup> es menor que (<) que 14 500 libras/pulgada<sup>2</sup>.

Revisando la deflexión que tendría la viga canal *American Estandar* y que la deflexión permisible es  $L \div 360$  del claro de la viga, se deduce que:  
 $(14,76 \text{ pies} \times 12 \text{ pulgadas}) \div 360 \rightarrow 177,12 \text{ pulgadas} \div 360 = 0,492 \text{ pulgadas}$ ,  
 es decir que 0,492 pulgadas es la deflexión permisible.

Aplicando la Ecuación:  $D = (5/384) \times [(W \times L^3) \div E I]$ .

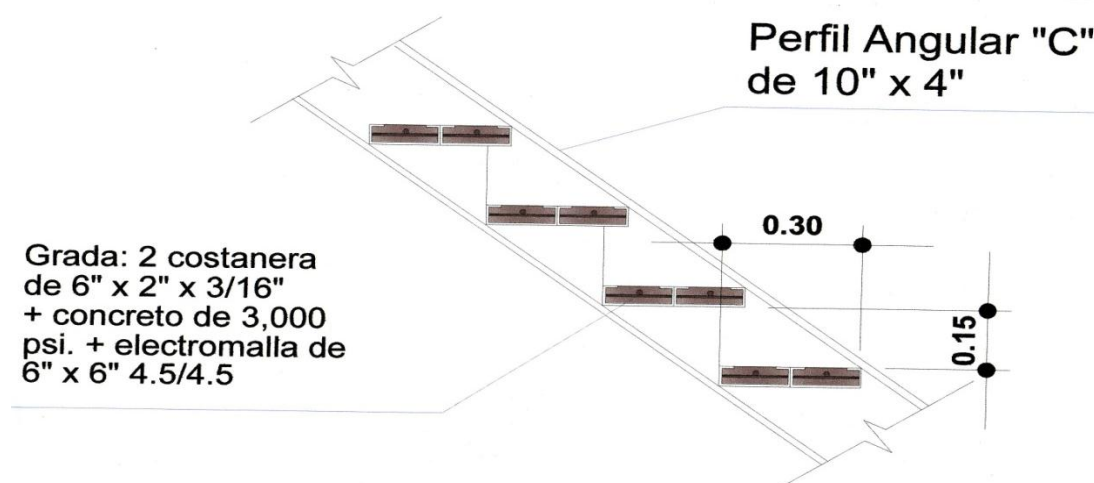
El momento de inercia de la viga canal *American Estandar* de peralte 10 pulgadas y 30 libras/pie = 103 pulgadas<sup>4</sup> (en el Eje X – X), la longitud del claro es de 177,12 pulgadas.

Para el acero estructural A36,  $E = 29\,000\,000$  libras/pulgada<sup>2</sup>.  
 $(5/384) \times [(8\,619 \text{ libras} \times (177,12)^3 \text{ pulgadas}^3) \div$   
 $(29\,000\,000 \text{ libras/pulgada}^2) \times 103 \text{ pulgadas}^4]$   
 $(0,0130208) \times [(8\,619) \times (5\,556\,519,09) \div (2\,987\,000\,000)]$

$$(0,0130208) \times [4,789163804 \times 10^{10} \div 2,987 \times 10^9]$$

$(0,0130208) \times 16,033 = 0,209$  pulgadas, que es la deflexión real; la cual es menor que la deflexión permisible = 0,492 pulgadas; de donde se deduce que: las vigas laterales de la sección de gradas, si chequea la flexión, cortante y deflexión.

Figura 46. **Detalle de uniones soldadas**



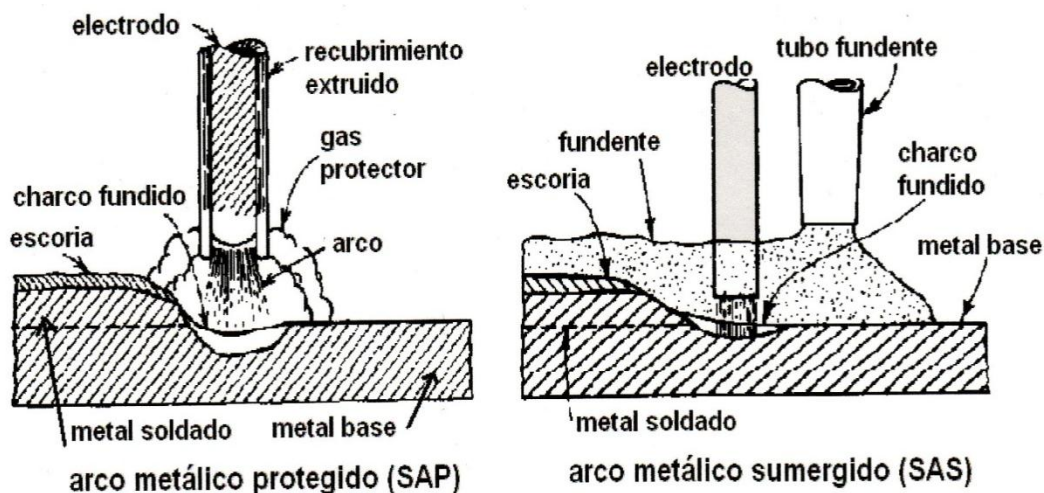
Fuente: elaboración propia.

La soldadura es un medio por el cual se unen los metales concentrando calor y presión, en un punto de unión, creando en las superficies, un estado plástico, con el objetivo de fusionar las áreas adyacentes. Una buena soldadura es tan fuerte como el metal base; la soldadura se puede realizar en Guatemala de dos maneras. En una de las principales clases de procesos, se funde el metal en un punto de unión y se añade otro metal de aporte, teniendo lugar la fusión sin presión.

En EE.UU., el proceso de soldadura está normado y establecido por la *American Welding Society* (Sociedad Americana de Soldadores).

En Guatemala, existe la soldadura con arco eléctrico y con soplete de gas; en ambas se da el proceso de fusión antes dicho, en donde el metal de aporte o relleno es en esencia el mismo que el metal base de las partes que se unen; la soldadura se hace mediante operaciones manuales, semiautomáticas, y automáticas dependiendo principalmente de la cantidad y diversidad del trabajo.

Figura 47. **Elementos del proceso de soldadura**



Fuente: McCORMAC, Jack C. Diseño de estructuras metálicas. p. 361.

### **7.5.10. En un arco metálico protegido (SAP) y arco metálico sumergido (SAS)**

La base de la soldadura por arco, se da al formarse - un arco eléctrico - entre un electrodo y la pieza de trabajo o entre dos electrodos; el arco es una chispa continua o descarga eléctrica sostenida, cuya trayectoria pasa por unas partículas ionizadas llamada plasma. La resistencia del aire o gas entre el electrodo y las piezas que se sueldan convierten la energía eléctrica en calor, produciendo una temperatura entre los 3 200 a 5 500 °C y a medida que el extremo del electrodo se funde, se forman pequeñas gotas de metal fundido, que son forzadas por el arco hacia las piezas por unir, penetrando en el metal fundido para formar la soldadura; el grado de penetración puede controlarse con presión por la corriente consumida.

El acero fundido en estado líquido puede contener una cantidad muy grande de gases en solución, y si no existe protección contra el aire circundante, aquel puede combinarse químicamente con el oxígeno y el nitrógeno, que al enfriarse la soldadura, ésta presentará una superficie porosa debido a pequeñas bolsas formadas por los gases, dando lugar a un cordón de soldadura muy quebradizo y con menor resistencia a la corrosión. Una soldadura debe protegerse utilizando un electrodo recubierto de ciertos compuestos minerales.

El tipo de electrodo utilizado es muy importante, y afecta decididamente las propiedades de la soldadura, tales como resistencia a la corrosión y ductilidad; los electrodos se dividen en dos clases generales:

- Los electrodos con recubrimiento ligero
- Los electrodos con recubrimiento pesado

La corriente eléctrica utilizada es corriente directa (CD) en donde la pieza de trabajo tiene carga positiva – llamada ánodo – y el electrodo posee carga negativa – llamado cátodo – constituyendo una polaridad directa; con la polaridad directa, se golpea la pieza de trabajo a gran velocidad y el material se calienta más rápido que el electrodo, resultando ser una ventaja en soldadura de piezas grandes, debido a que se aplica el calor donde se necesita.

Algunas veces un campo magnético distorsionado deflactará el arco de corriente directa (CD) y degradará el trabajo, a esto se le llama una desviación o un soplo magnético del arco, y se minimiza mediante corriente alterna (CA) si bien no se puede hacer todo el trabajo con corriente alterna, cerca del 90% de todos los trabajos pueden manejarse con ella y cada vez se le prefiere más, dado que su equipo es más sencillo y aproximadamente sólo cuesta el 60% del valor de una de corriente directa.

La soldadura con arco eléctrico tiene la ventaja de ser muy versátil y adecuada para hacer soldaduras en muchas condiciones, produciendo soldadura de alta calidad.

## **7 Ventajas de la soldadura**

- Las estructuras soldadas permiten eliminar un gran porcentaje de las placas de unión y empalme, tan necesarias en las estructuras con sujetadores, dando la posibilidad de ahorrar hasta un 15% o más de peso de acero usando soldadura.



- Tiene una zona de aplicación mucho mayor que los remaches y tornillos, dando lugar al uso de menos piezas, dando como resultado en el ahorro de tiempo en detalles de fabricación y montaje de la obra.
- Las estructuras soldadas son estructuras más rígidas, porque sus miembros por lo general están soldados directamente unos a otros.
- El proceso de fusionar las partes por unir, hace a las estructuras realmente continuas; esto se traduce en la construcción de una sola pieza ya que las juntas soldadas son tan fuertes o más que el metal base.

#### **7.5.13. Desventajas de la soldadura**

- En estructuras muy grandes, los sismos recientes han demostrado que las conexiones soldadas tienen poca capacidad de deformación, lo que la hace poco segura ante cargas que produzcan fatiga en las conexiones de miembros estructurales importantes.
- El proceso de soldadura de arco sumergido (SAS) proporciona una mayor penetración que el proceso de soldadura de arco protegido (SAP); por lo tanto se puede emplear un área de garganta mayor en las soldaduras hechas mediante el proceso de arco sumergido.
- El AISC – LRFD establece que el espesor de la garganta efectiva para filetes hechos con el proceso SAS con lados de 3/8" o menores, será igual al lado del filete; para filetes mayores a 3/8" el espesor de la garganta efectiva será igual a espesor teórico de la garganta más 1/8 de pulgada.

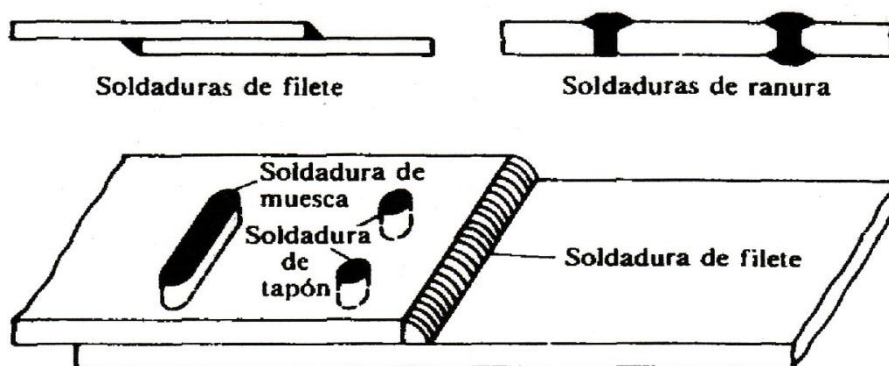
#### 7.5.14. Clasificación de las soldaduras

Los dos tipos de soldaduras de más uso son de filete y de ranura; existiendo además las soldaduras tipo tapón y de muesca que no son comunes en el trabajo estructural.

La soldadura de filete ha demostrado ser más débil que la soldadura de ranura; sin embargo, la mayoría de las conexiones estructurales se realizan con soldadura de filete.

La soldadura de ranura se usa cuando los miembros que se conectan están alineados en el mismo plano; usarlas en otra situación implicaría un ensamble perfecto de los miembros por conectar, cosa que no sucede en las estructuras comunes y corrientes. Las soldaduras de ranura comprenden alrededor del 15% de las soldaduras estructurales.

Figura 48. Soldadura de ranura de penetración



Fuente: McCORMAC, Jack. Diseño de estructuras metálicas. p. 365.

Una soldadura de tapón es una soldadura circular, que une dos piezas, en una de las cuales se hace una perforación necesaria para soldar.

Una soldadura de muesca, es una soldadura formada por una muesca o agujero alargado que une un miembro con otro a través de la muesca, llenando parcial o totalmente el agujero.

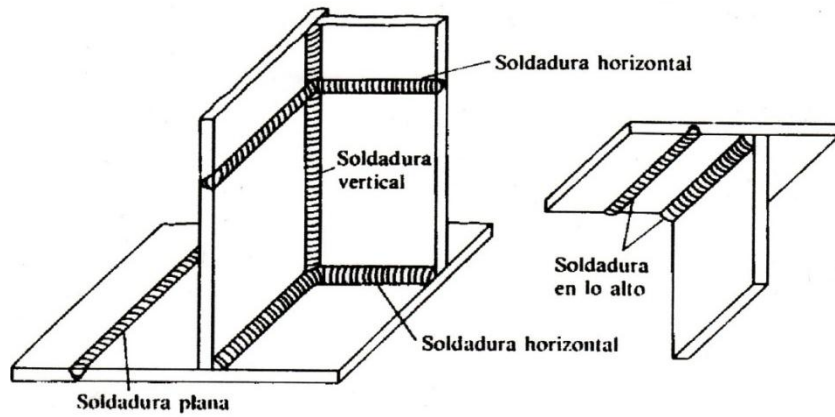
Estos tipos de soldadura se utilizan cuando los miembros se traslapan y no se tiene la longitud de filete de soldadura; la soldadura de tapón y de muesca no se consideran en general adecuadas para transmitir fuerzas de tensión perpendicular a la superficie de contacto, pues la resistencia a la tensión la proporciona principalmente la penetración.

#### **7.5.14.1. Posición de las soldaduras**

Las soldaduras se clasifican respecto a su posición en que se realiza como planas, horizontales, verticales y en partes superiores; siendo las planas las más económicas y en partes superiores las más onerosas.

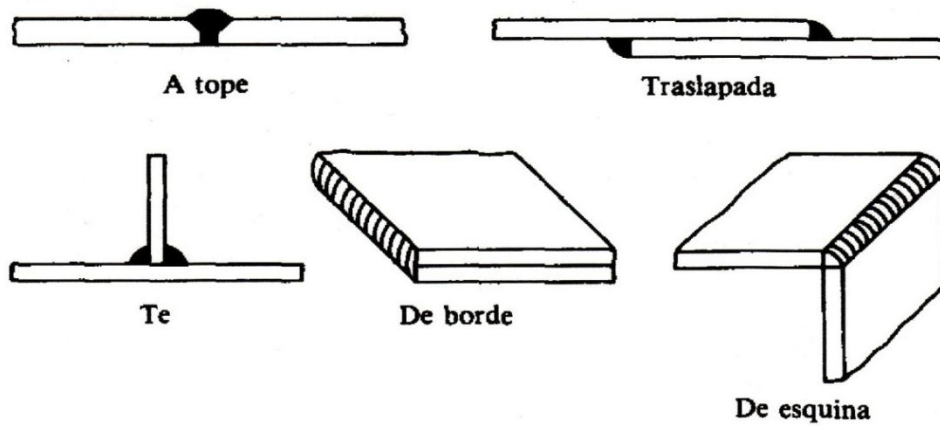
Las soldaduras también se clasifican de acuerdo con el tipo de juntas usadas: a tope, traslapada, en tés, de canto, en esquina, etc.

Figura 49. **Clasificación de las soldaduras por su posición**



Fuente: McCORMAC, Jack C. Diseño de estructuras metálicas. p. 367.

Figura 50. **Posición de tipos de juntas de soldadura**

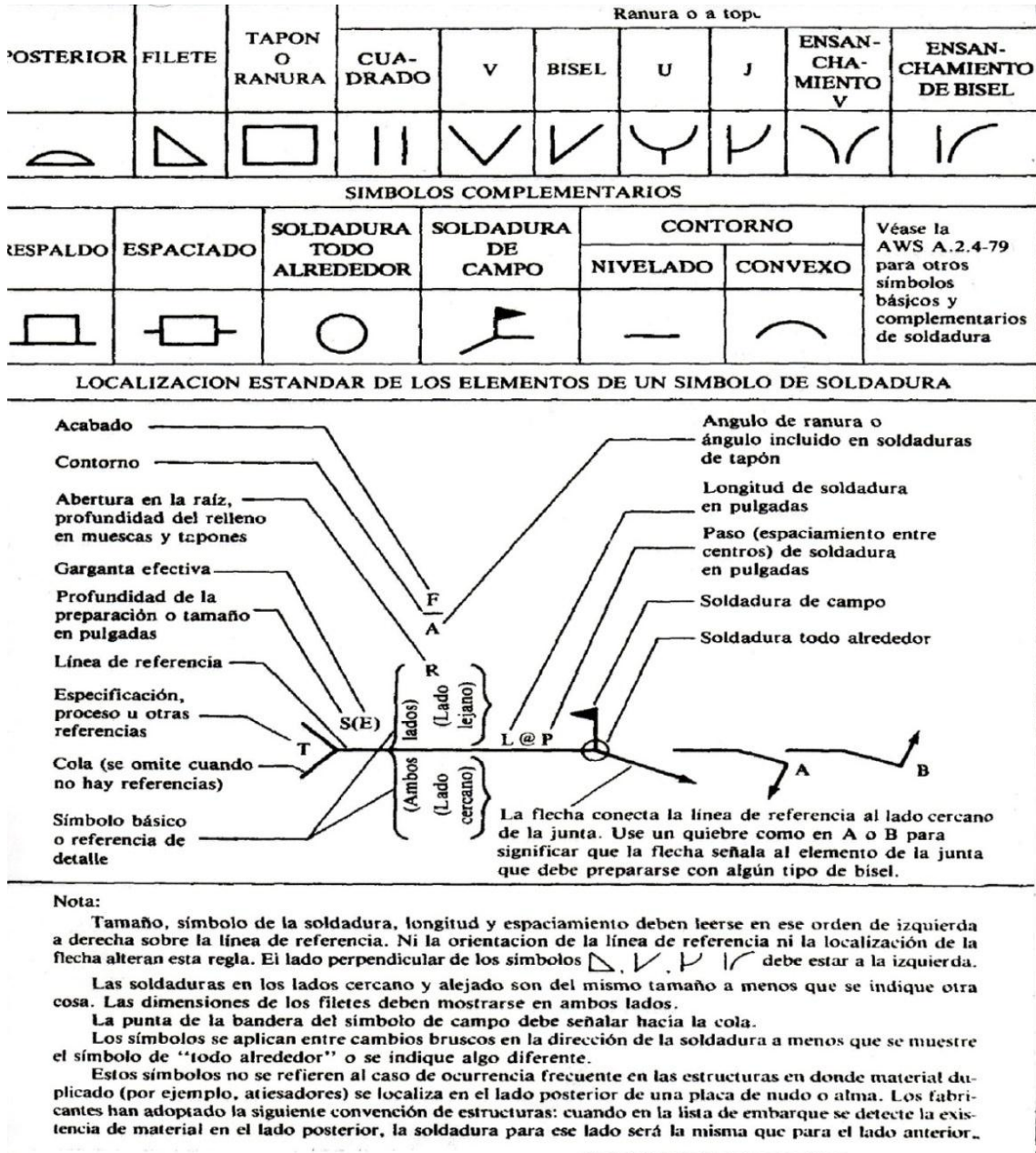


Fuente: McCORMAC, Jack C. Diseño de estructuras metálicas. p. 367.

### **7.5.15. Simbología empleada en la soldadura**

Existe todo un sistema gráfico, que provee toda la información necesaria, apoyada con símbolos gráficos, que ocupan poco espacio en los planos y dibujos de diseño; estos símbolos eliminan la necesidad de hacer dibujos específicos de las soldaduras, así como largas notas descriptivas.

Figura 51. Símbolos estándar de juntas soldadas



Fuente: McCORMAC, Jack C. Diseño de estructuras metálicas. p. 36.

### 7.5.16. Diseño de las soldaduras por el método del LRFD

En las soldaduras, el material del electrodo deberá tener propiedades del metal base; si las propiedades son comparables se dice que el metal de aportación es compatible con el metal base.

La resistencia de diseño de una soldadura específica, se toma como el menor de los valores de  $\phi \times F_w$  de donde  $F_w$  es la resistencia nominal de la soldadura y  $\phi F_{BM}$  es la resistencia nominal del metal base.

Para las soldaduras de filete la resistencia nominal por esfuerzos en el área efectiva de la soldadura es de  $0,60 \times F_{EXX}$  de donde  $F_{EXX}$  es la resistencia por clasificación del metal base,  $\phi = 0,75$ .

Si se tiene tensión o compresión paralela el eje de la soldadura, la resistencia nominal del metal base es  $F_y$  mientras que  $\phi = 0,90$ .

La resistencia de diseño por cortante de los miembros conectados es  $\phi F_n$  x  $A_{ns}$  de donde  $\phi = 0,75$ ;  $F_n = 0,60 \times F_u$  y  $A_{ns}$  = área neta sujeta a cortante.

Los electrodos para soldadura por arco protegido se designan como E60XX, E70XX, etc. En este sistema de clasificación la letra E = electrodo y los dos primeros dígitos indican la resistencia mínima a la tensión de la soldadura en Ksi; los dígitos restantes designan la posición para soldar, corriente, polaridad, etc. – que es la información necesaria para el empleo correcto de un electrodo específico.

Además de los esfuerzos nominales dados en la tabla J 2.5, existen otras recomendaciones del LRFD aplicables a la soldadura, tales como:

- a) La longitud mínima de una soldadura de filete no debe ser menor de cuatro (4) veces la dimensión nominal del lado de la soldadura. Si su longitud real es menor de este valor, el grueso de la soldadura considerada efectiva debe reducirse a  $\frac{1}{4}$  de la longitud de la soldadura.
  
- b) El tamaño máximo de una soldadura de filete a lo largo del material menor de  $\frac{1}{4}$  de pulgada de grosor, deberá ser igual al grosor del material; a material más grueso, el espesor no deberá ser mayor a  $\frac{1}{16}$  de pulgada; a menos que la soldadura se arregle especialmente para dar un espesor completo de la garganta. Para una placa con un espesor de  $\frac{1}{4}$  de pulgada o mayor, es conveniente terminar la soldadura por lo menos  $\frac{1}{16}$  de pulgada del borde, para ver claramente el borde de la placa y determinar con exactitud las dimensiones de la garganta.
  
- c) Los filetes permisibles mínimos según el AISC – LRFD se dan en la tabla J 2.3; estos valores varían entre  $\frac{1}{8}$  de pulgada para material de  $\frac{1}{4}$  de pulgada de espesor o menor; y  $\frac{5}{16}$  de pulgada para material con espesor mayor de  $\frac{3}{4}$  de pulgada. El tamaño mínimo práctico para la soldadura es de aproximadamente  $\frac{1}{8}$  de pulgada y el tamaño que probablemente resulta más económico es de alrededor de  $\frac{1}{4}$  de pulgada o  $\frac{5}{16}$  de pulgada.
  
- d) Se deberán realizar vueltas en el extremo (remates) para soldadura de filetes; la longitud de estas vueltas no debe ser menor que dos (2) veces en grueso nominal de la soldadura.



Las vueltas de extremo son muy útiles en la reducción de concentraciones de esfuerzos que ocurren en los extremos de la soldadura, sobre todo para conexiones donde hay vibraciones considerables y excentricidad en la carga. El AISC – LRFD establece que la longitud de una soldadura de filete incluirá las longitudes de remate.

- e) Cuando se usan soldaduras de filete longitudinales para la conexión de placas o barras, sus longitudes no deben ser menores que la distancia perpendicular entre ellas. La distancia entre soldadura de filete no debe ser mayor de 8 pulgadas en las conexiones de extremo.
- f) En juntas traslapadas, el traslape mínimo es igual a cinco (5) veces el espesor de la parte delgada conectada, pero no debe ser menor de 1 pulgada.

## **7.6. Cálculo de la Infra estructura**

### **7.6.1. Cálculo de la cimentación**

La cimentación es la parte de la sub estructura destinada a soportar el peso de una estructura, que gravite sobre ella; transmitiendo a la superficie terrestre las cargas, de una forma estable y segura, sin exceder la capacidad soporte del suelo; esto para evitar una rotura estructural o un asentamiento.

La cimentación debe de satisfacer dos objetivos importantes:

- Limitar el asentamiento total a una cantidad menor aceptable; es decir, construir sobre un suelo con suficiente resistencia a la deformación.
- Eliminar el asentamiento diferencial hasta donde sea posible; y para esto la carga debe de ser distribuida sobre una superficie suficientemente grande del sub suelo.

Para el cálculo de cimentación, se diseñan zapatas de concreto reforzado, ya que son las más utilizadas, proporcionando el medio para que las cargas de la pasarela de metal, concentradas en las columnas, se transmitan al sub suelo, produciendo en éste un sistema de esfuerzos que puedan ser resistidos con seguridad; es decir que se desea diseñar una cimentación directa, que es aquella en la cual los elementos verticales de la superestructura se prolongan hasta el terreno de la cimentación, descansando directamente sobre el subsuelo, mediante el ensanchamiento de sus secciones con el fin de reducir el esfuerzo unitario que se transmite al suelo.

Para la presente aplicación se utilizaran las zapatas aisladas concéntricas (es un tipo de cimentación que sirve de base a elementos estructurales puntuales – como columnas de acero – de modo que esta zapata amplía la superficie de apoyo, hasta lograr que el suelo soporte sin problema la carga que la transmite), cuando la columna se encuentra en el centro de la zapata, se logra que el centro de la carga transmitida por la columna coincida con el centro de gravedad de la cimentación, con suficiente resistencia a la deformación de su carga, lo cual se logra por la distribución de la misma carga en una superficie grande del sub suelo.

Nota: el siguiente cálculo se efectuará en el Sistema Internacional, calculando la zapata con los siguientes datos:

Mediante la teoría última del concreto, diseñar la zapata cuadrada, para cimentar una columna de 0,30 m x 0,30 m por lado, que transmite al suelo una carga de 33,426 Toneladas con los siguientes datos:

$\gamma_a$  (Capacidad de carga admisible del suelo) = 25 Ton

$\gamma_c$  (Densidad específica del concreto) = 2,4 Ton/m<sup>3</sup>

$f'_c$  (Esfuerzo de ruptura del concreto) = 210 kg/cm<sup>2</sup>

$F_y$  (Límite de fluencia del acero) = 2 812 kg/cm<sup>2</sup>

C.M. (Carga muerta) = 21,25 toneladas - m

C.V. (Carga viva) = 8,25 toneladas - m

Pt (Peso total sin incremento) = 29,5 toneladas - m

Solución:

Cálculo del área de la zapata:

$$A_z = P_t + (0.1 \% P_t) / \gamma_a$$

$$A_z = 29,5 \text{ Ton. m} + 2,95 \text{ Ton. m} / 25 \text{ Ton. /metro}^2$$

$$A_z = 1,30 \text{ metro}^2$$

$$\text{Sea } B \text{ (área nueva)} \sqrt{1.30}$$

De donde  $B = 1,14$  metros.

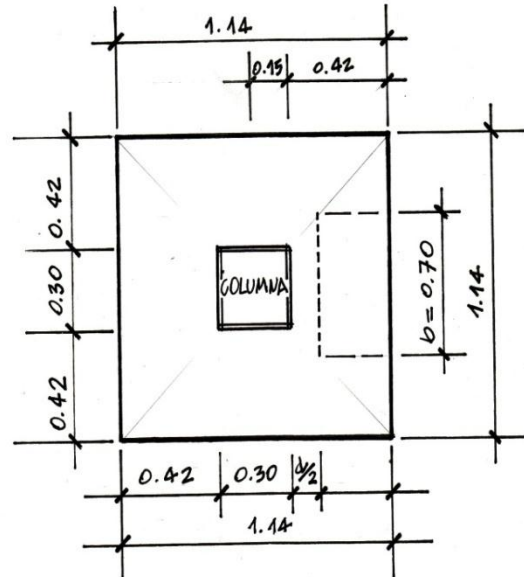
$\gamma_n$  (Reacción neta del suelo) =  $P_u$  (carga total) / A (área)

$$\gamma_n = [(8,25 \text{ Ton. metro} \times 1,7) + (21,5 \text{ Ton. metro} \times 1,4)] / 1,30 \text{ m}^2$$

$$\gamma_n = 43,985 / 1,30$$

$$\gamma_n = 33,835 \text{ Ton metro/metro}^2$$

Figura 52. **Planta de la cimentación**



Fuente: elaboración propia.

- ✓ Calculando el peralte efectivo:

Primeramente calculamos el momento externo

$$M_u = (\gamma_n) \times (c)^2 \times (B) / 2$$

$$\text{Calculando } c = 1,14 - 0,30 = 0,84$$

$$Y \quad 0,84 / 2 = 0,42 \text{ metro}$$

Sustituyendo valores en la ecuación  $M_u = (\gamma_n) \times (c)^2 \times (B) / 2$

$$M_u = (3,38) \times (0,42)^2 \times (1,14) / 2$$

$$M_u = (3,38) \times (0,1764) \times (1,14) / 2$$

$$M_u = 339 \, 852,24 \text{ Kilogramo - centímetro}$$

- ✓ Cálculo de las cuantías de acero:

$$\rho_{\min} = 14 / F_y$$

$$\rho_{\min} = 14 / 2 \, 812$$

$$\rho_{\min} = 0,00498 \approx 0,005$$

$\rho_{\max} = 0.75 \times P_b$ , sustituyendo valores de donde:

$$P_b = [(0.85 \times K_1) \times (f'_c/F_y) \times (6100/6100 + F_y)]$$

$K_1 = 0.85$  cuando  $f'_c$  sea menor o igual ( $\leq$ ) a 280 Kilogramo/centímetro<sup>2</sup>

$$\rho_{\max} = 0.75 \times (0.85 \times 0.85 \times (210/2812)) \times (6100/6100 + 2812)$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \times (0,03693)$$

$$\rho_{\max} = 0,0277 \approx 0,028$$

Tomando un valor arbitrario entre  $\rho_{\min} = 0,00498$  y  $\rho_{\max} = 0,0277$

Se toma un  $\rho = 0,0125$

✓ Calculando el peralte efectivo "d" por flexión

$d^2 = M_u / [(\phi) \times \rho \times b \times F_y (1 - 0.59 \times (\rho \times F_y / f'_c))]$  de donde:

$$M_u = 339\,852,24 \text{ Kilogramo centímetro}$$

$$\phi = 0,90$$

$$\rho = 0,0125 \text{ (valor arbitrario)}$$

$$b = 114 \text{ centímetro}$$

Sustituyendo valores:

$$d^2 = (339\,852,24) / [(0,9) \times (0,0125) (114) \times 2812 (1 - 0,59 \times (0,0125 \times 2812/210))]$$

$$d^2 = (339\,852,24) / [1,2825 \times 2812 \times (0,06862619)]$$

$$d^2 = 1\,373,18 \text{ de donde}$$

$$d = \sqrt{1\,373,18}$$

$$d = 37,05 \text{ centímetros o } 0,37 \text{ metro}$$

El peralte  $d = 0,37$  metro es mayor que el mínimo recomendado (0,15 metro) ya que el valor del peralte efectivo en las zapatas no está regido por el momento sino por el corte; por lo anteriormente expuesto, se toma un peralte  $d = 0,40$  metro.

- ✓ Comprobando el peralte  $d = 0,40$  metro con el corte, de donde el esfuerzo del corte es :  $V_c = \sqrt{f'c}$

$$V_c = \sqrt{210}$$

$$V_c = 14,49 \text{ Kilogramo/centímetro}^2$$

El corte actuante  $V_a$  es:

$$V_a = (\gamma n) \times (A)$$

$$V_a = (3,38) \times [(114 + 70) / 2] \times (42)$$

$$V_a = 13\ 060,32 \text{ Kilogramos}$$

Calculando el corte admisible  $V_{ad}$ , de donde:

$$V_{ad} = (V_a) / (\emptyset) \times (b) \times (d) \text{ sustituyendo valores:}$$

$$V_{ad} = 13\ 060,32 \text{ Kg} / (0,85) \times (70) \times (40)$$

$$V_{ad} = 13\ 060,32 / 2\ 380$$

$$V_{ad} = 5,49 \text{ Kilogramos/centímetro}^2$$

Queda demostrado que con un valor de peralte = 0,40 m, si resiste, ya que el corte actuante  $V_{ad} = 5,49 \text{ Kg/cm}^2$  es menor (<) que el corte  $V_c = 14,49 \text{ Kg/cm}^2$

- ✓ Calculando el refuerzo necesario, se supone un valor de  $a = 1/10$  de peralte efectivo calculado, por el momento, como primera prueba;

$$a = d \text{ (original del punto b) } / 10$$

$$a = 37/10 \text{ de donde } a = 3,70 \text{ cm} \approx 4 \text{ cm; entonces } (a/2) = 2 \text{ cm}$$

El área de acero  $A_s$  será:

$$A_s = M_u / (\emptyset) \times F_y \times (d - a/2) \text{ sustituyendo valores}$$

$$A_s = 339\ 852,24 \text{ Kg. M} / (0,85) (2\ 812 \text{ Kg/cm}^2) (40 \text{ cm} - 2 \text{ cm})$$

$$A_s = 339\,852,24 / 90\,827,60$$

$$A_s = 3,74 \text{ centímetros}^2$$

- ✓ Revisión de la cuantía de acero:

$$\rho_{\min} = A_s / (b) \times (d)$$

$$\rho_{\min} = 3,74 / (114) \times (40)$$

$$\rho_{\min} = 3,74 / 4\,560$$

$\rho_{\min} = 0,00082$  es mucho menor ( $\ll$ ) que el  $\rho_{\min} = 0,005$  del punto c, por lo que se aumenta el área de acero de refuerzo

- ✓ Usando el  $\rho_{\min}$  del punto c.

Es decir que  $A_s = (0,005) \times (114) \times (40)$

El área de acero será  $A_s = 22,80 \text{ centímetros}^2$

Empleando varillas de acero No. 4 ( $\emptyset = \frac{1}{2}$ " ) el número de varillas será

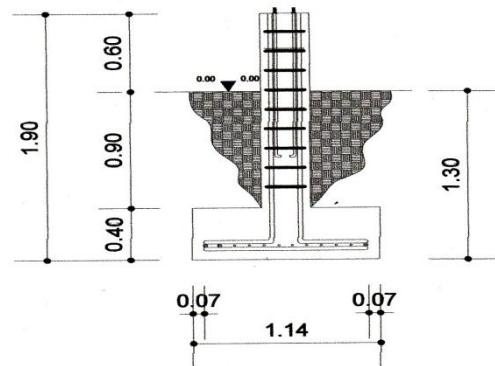
$$N = A_s / (A_s \emptyset = \frac{1}{2})$$

$$N = 22,80 / 1,2668$$

$$N = 17,998 \approx 18 \text{ varillas de acero } \emptyset = \frac{1}{2}$$

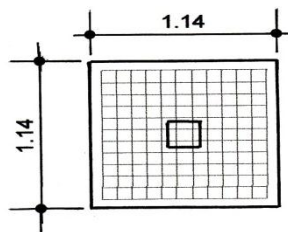
De donde se usarán 18 varillas en ambos lados de la zapata, separados de centro a centro a cada 9 centímetros o sea 0,09 metros; la separación del recubrimiento del acero con el terreno natural en los extremos será de 7,5 centímetros ó 0,075 metro.

Figura 53. **Planta y elevación de la zapata y columna**



### **Elevación de Columna**

4 varillas No. 5 + Est. No.3 @ 0.15 m



### **Planta de Zapata**

12 varillas No. 5 @ 0.09m c.a.c

Recubrimiento a los extremos 0.075 m

Fuente: elaboración propia.

De donde queda diseñada completamente la zapata de cimentación.



## CONCLUSIONES

1. Los sistemas de unidades muy utilizados en las construcciones con acero son: en el Sistema Inglés con las dimensionales la libra, y el pie; en el Sistema Internacional el kilogramo y el metro; por la transición a las unidades métricas se utilizan ambas, ya que en la industria de la construcción dicha transición no ocurre con la misma rapidez que en otras áreas de ingeniería.
2. El acero se usa en gran variedad de tipos y formas dentro de la construcción; para el caso de un puente peatonal de metal o pasarela de metal, su utilidad está visible en vigas y columnas, así como complementos como pernos, tornillos, tuercas y washas. El acero es el más versátil de los materiales estructurales comunes, poseyendo grandes cualidades como no combustible y es estable en relación al tiempo y la temperatura; es un material completamente industrializado, estando sujeto a un estrecho control en su composición, así como los detalles en su moldeo y fabricación.
3. Dentro de sus desventajas están la absorción del calor y la pérdida de resistencia, cuando se expone al fuego; y para mitigar esta desventaja, se utiliza la técnica del recubrimiento especial, que expande su volumen al calentarse, formando un aislamiento superficial incombustible.

4. Los perfiles estructurales de acero que se utilizan con mayor frecuencia, ya sea en la construcción de edificios y/o en la construcción de puentes peatonales, son las estructuras de patines anchos o llamada WF, o simplemente W, las vigas I estándar, las de secciones de canal, las angulares y las placas. Al designar los perfiles de acero en los planos y dibujos, es conveniente seguir un método normalizado de abreviaturas.
5. Los símbolos o abreviaturas para identificar las dimensiones o peso de las secciones no se utilizan; es decir, una viga "I" estándar americana de 15 pulgadas de peralte y cuyo peso es de 42,9 libras/pie se designa como 15 I 42,9 a continuación se señalan las abreviaturas convencionales para otro tipo de secciones:

Vigas estándar americana	12	I	31,8
Perfiles de patines anchos	18	WF	50
Vigas livianas diversas	6	B	12
Perfiles diversos	8	M	17
Canales estándar americanos	[	4 x 4 x 3/8"	
Angulares de lados iguales	⊥	6 x 4 x 1/2"	
T (Tés) patín y alma	T	4 x 4 x 15,5	

6. Otra gran ventaja del acero estructural en los puentes peatonales, es que sus piezas se adaptan muy bien a posibles ampliaciones existentes, con la alternativa de prefabricar los miembros de la armadura, así como la rapidez en su montaje, y gran facilidad para unir diversos miembros, por medio de varios tipos de conectores, tales como: soldadura, tornillos y remaches.

7. Las propiedades mecánicas del acero depende principalmente de su composición química; como por ejemplo: los procesos de laminado y el tratamiento térmico. En Guatemala, el acero más utilizado es el ASTM, A36; y el contenido de carbono se le ha reducido para mejorar su soldabilidad, llegándose a obtener que su punto de fluencia es de 36 000 libras/pulgada<sup>2</sup> pudiéndose usar también en elementos remachados, atornillados y soldados; su resistencia mínima a la tensión es de 60 000 libras/pulgada<sup>2</sup> señalada por las especificaciones de la sociedad americana para pruebas de materiales (ASTM).
  
8. Dentro de los requisitos del diseño de acero estructural, se encuentran contemplados dos métodos; el más usado en la actualidad es el LRFD que ya sustituyó al ASD y se recomienda porque: desde 2005 el AISC ha incorporado y modificado el método de diseño en base a factores de carga y resistencia (LRFD) o llamado también método por resistencia última, método del factor de carga, o método de la carga factorizada. La seguridad de este método se considera de una manera más directa, por simple comparación de carga de servicio con la carga estimada que produce el colapso de una estructura de donde las únicas condiciones de esfuerzo consideradas, son las que ocurren en dicho momento del colapso. El argumento más convincente para usar este método es que la falla real de una estructura es fácil de determinar en un laboratorio, y por tanto garantiza la seguridad de una manera directa y positiva, pues los datos del laboratorio son bastante confiables.

Una manera de poder satisfacer estos requisitos específicos es cuando la resistencia del diseño de cada componente estructural es mayor o igual a la resistencia requerida y determinada de acuerdo a las combinaciones de carga LRFD por medio de la ecuación:

$R_u$  menor o igual ( $\leq$ ) a  $\phi \cdot R_n$

De donde:  $R_u$  = Resistencia requerida (LRFD)

$R_n$  = Resistencia nominal

$\phi$  = Factor de resistencia

Dando  $\phi \times R_n$  = Resistencia de diseño

9. Método de diseño con base en resistencias admisibles (ASD) sus esfuerzos y deformaciones en general se determinan mediante métodos clásicos de análisis estructural, los cuales se basan principalmente en comportamientos elásticos.

Un problema que se presenta por la aplicación de este método es que muy pocos materiales manifiestan un comportamiento elástico puro, en el intervalo que va desde la carga nula hasta la carga que produce el colapso; por tanto es necesario hacer varios ajustes empíricos, con el objeto de deducir esfuerzos admisibles significativos; por tanto la seguridad se toma más abstracta de lo que representan los análisis de esfuerzo simple.

De donde se concluye que para fines de estudio así como para actividades de diseño por simple que sean los mismos, el método ASD constituye un elemento de trabajo complejo, empírico y engañoso ya que los requisitos de las especificaciones cuando

la resistencia admisible de cada componente estructural es mayor o igual a la resistencia requerida va determinada de acuerdo a las combinaciones de carga ASD por medio de la ecuación:  $R_a \leq R_n/\Omega$ .

De donde:  $R_a$  = Resistencia requerida (ASD)

$R_n$  = Resistencia nominal

$\Omega$  = Factor de seguridad

Dando  $R_n/\Omega$  = Resistencia admisible.



## RECOMENDACIONES

1. Para impedir el colapso, la estructura de una armadura debe ser rígida, y para esto se utiliza el marco más simple y más estable: una armadura triangular.
2. El mantenimiento de una estructura de metal, es de suma importancia, ya que su finalidad es proponer una guía práctica de análisis de recursos para su inspección, por los métodos de evaluación y procedimiento de conservación.
3. Actualmente con el uso de la tecnología, se puede elegir para cualquier estructura el acero adecuado de acuerdo a su uso, cargas, formas de sus elementos y esfuerzos; con técnicas de sujeción muy particulares de acuerdo a su magnitud.
4. En el aspecto técnico y ejecución, se sugiere evitar las improvisaciones en la instalación, ya que dicha precaución evita accidentes, que se producen por deficiencias – como la falta de protección – por no haber proyectado previamente.
5. El objetivo de las especificaciones del LRFD (diseño por factores de carga y resistencia) requiere que los diseñadores estructurales tengan una mejor comprensión del comportamiento estructural, porque los diferentes

estados límite de falla deben identificarse como una parte integral del proceso del diseño; en pocas palabras, no sólo se cubre lo relacionado al diseño, sino también en el comportamiento en que se basan las especificaciones de diseño.

6. A través de los años, han habido cambios en los tamaños de los perfiles de acero; un perfil puede discontinuarse, porque se desarrolla un perfil de tamaño similar, pero más eficiente en su forma.
7. Si la pasarela de metal a construir, se encuentra próxima a un hospital o clínica médica, el ejecutor u oferente, deberá presentar la opción de diseño, contemplando tanto las gradas, como las rampas de acceso, para personas con problemas de movilidad y minusválidos; todo en función de las necesidades de la comunidad.
8. Se sugiere que para diseñar adecuadamente en el interior de la república, se haga un estudio exhaustivo (o adecuado) de perfiles estratigráficos del suelo, topográficos e hidrológicos, de impacto ambiental y riesgo sísmico, ya que en la ciudad capital, como sus municipios aledaños, las características del suelo y el medio natural son completamente diferentes.
9. Con los requisitos de una columna armada, conectada en sus extremos ya sea por soldadura o pernos, se dan las siguientes recomendaciones:
  - Las longitudes de los cordones de soldadura deben ser como mínimo igual al ancho máximo del miembro.



- Los tornillos de conexión no deberán espaciarse longitudinalmente a más de 4 diámetros entre centros y la conexión debe extenderse en una distancia igual a 1,5 veces su ancho máximo.
- Cuando una componente, de una columna armada conste de una placa exterior, el AISC – LRFD especifica que para conexiones soldadas se usan cordones intermitentes a lo largo de los bordes de las componentes, o si se usan tornillos, a lo largo de la línea del gramil, en cada sección; su separación máxima no deberá ser mayor de  $127/\sqrt{F'_{yl}}$ .



## 1.2 BIBLIOGRAFÍA

American Institute of Steel Construction. *Manual of steel construction ASD and LRFD*. 9ª ed. Chicago: AISC, 2005. 1149 p.

BOWLES, Joseph E. *Diseño de acero estructural*. 4ª ed. México: Limusa, 1993. 597 p.

CASTILLO LAINFIESTA, Maximiliano. "Un puente con vigas metálicas armadas", Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 1979. 86 p.

CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. 4ª ed. México: Limusa, 1998. 641 p.

GALAMBOS, Theodore V; LIN, F. J.; JOHNSTON, Bruce G. *Diseño de estructuras de acero con LRFD*. México: Pearson Education, 1999. 336 p.

HIBBELER, Russell C. *Análisis estructural*. 3ª ed. México: Pearson Education, 1997. 727 p.

McCORMAC, Jack C. *Diseño de estructuras metálicas*. 4ª ed. México: Alfaomega, 1999. 727 p.

PAREDES RUIZ, Paola A. "*Guia teórica y práctica del curso de diseño estructural*". Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 1996. 140 p.

PARKER, Harry. *Diseño simplificado de concreto reforzado*. México: Limusa, 1976. 313 p.

SEGUI, William T. *Diseño de estructuras de acero con LRFD*. 2ª ed. México: Thomson, 2000. 611 p.

VINNAKOTA, Sriramulu. *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. México: McGraw-Hill, 2006. 893 p.

## ANEXOS

Nota para usar correctamente las dimensionales

Recordar que Ksi es la abreviatura de “Kips por pulgada cuadrada” de donde

1 Kip = 1 000 libras y que 1 Tonelada  $\approx$  1 000 kilogramos.

La conversión de libra/pie a unidades de SI en Kilo Newton/metro o Kilogramo/metro, se obtiene así:

Si se dan libras/pie y se requiere convertirlas a Kilogramos/metro:

Entonces: libras/pie X 0,4535924 Kilogramos/libra X 3,2808 pies/metro

= 1,488164 Kilogramos/metro.

Si se dan libras/pie y se requiere convertirlas a Kilo Newton/metro:

Entonces: libras/pie X 0,4535924 Kilogramo/libra X 3,2808 pie/metro X 0,009806650 Kilo Newton/Kilogramo

= 0,0145939 Kilo Newton/metro.

Nótese que se han usado indistintamente en el sistema fps la libra - masa y la libra - fuerza debido que la libra fuerza que produce la aceleración es la fuerza de gravedad. Esto no se puede hacer en el sistema SI, puesto que el Newton es una unidad derivada que define la fuerza necesaria para acelerar 1 Kilogramo – masa en 1 metro/segundo<sup>2</sup>, la aceleración debida a la gravedad es aproximadamente 9,807 metro/segundo<sup>2</sup>.

Un ejemplo es: dado un perfil estructural laminado que pesa 300 libras/pie (el mayor de todos los perfiles W 36) y se requiere: Masa/metro y peso/metro.

Solución:

Masa/metro = Kilogramo/metro =  $1,488164 \times 300 = 446,40$  Kilogramo/metro.

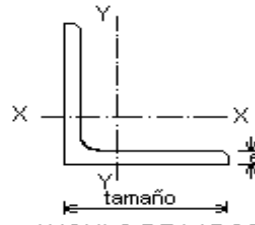
Peso/metro = Kilo Newton/metro =  $0,0145939 \times 300 = 4,38$  Kilo Newton/metro.

El valor de la masa se usará para hacer estimaciones de costos de materiales y para solicitar las cantidades necesarias de la fabricación de acero. El valor del peso se usa para calcular cargas, momentos flectores y esfuerzos.

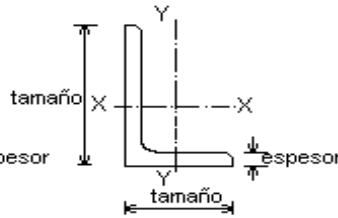
Para pasar de Kilogramo/metro<sup>2</sup> @ libra/pie<sup>2</sup> multiplicar por (x) 0,2048323.

Para pasar de libra/pie<sup>2</sup> @ Kilogramo/metro<sup>2</sup> multiplicar por (x) 4,882068027.

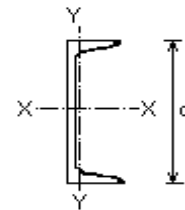
### 1.3 Secciones de perfiles laminados



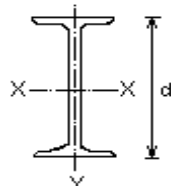
**Ángulo de Lados Iguales (L I)**



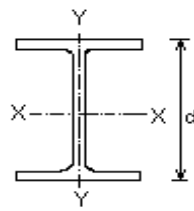
**Ángulo de Lados Desiguales (L D)**



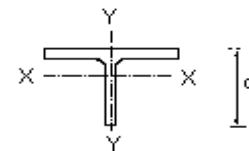
**Perfil C Estándar (C E)**



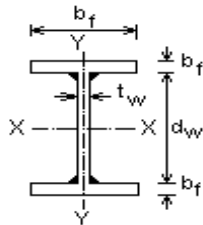
**Perfil I Estándar (I E)**



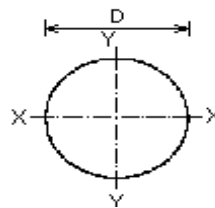
**Perfil I Rectangular (I R)**



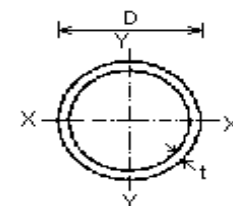
**Perfil T Rectangular (T R)**



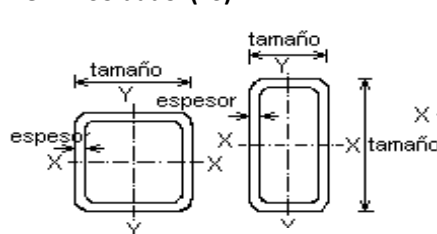
**Perfil I Soldado (I S)**



**Redondo Sólido Liso (O S)**

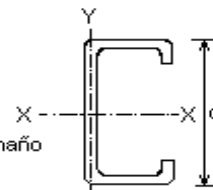


**Tubo Circular (O C)**

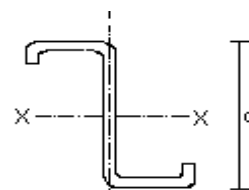


**Tubo Cuadrado (O)**

**Tubo Rectangular (O R)**



**Perfil C Formado En Frío (C E)**



**Perfil Z Formado En Frío (Z E)**

Fuente. BOWLES, Joseph E. Diseño de acero estructural. P. 585.

