



UNIVERSIDAD AUTONOMA CHAPINGO

DEPARTAMENTO DE IRRIGACION

DISEÑO DE ARMADURAS PARA TECHO

TESIS PROFESIONAL

**Que como requisito parcial
Para obtener el titulo de:**

INGENIERO EN IRRIGACIÓN

PRESENTA

LEONILO SANTIAGO HERNÁNDEZ

Chapingo, México, Mayo de 2005



Esta Tesis titulada “**Diseño de Armaduras para Techo**” fue realizada por el **C. Leonilo Santiago Hernández**, bajo la dirección del **Ing. Pablo Noyola Gutiérrez** y asesorada por el **Dr. Ramón Eduardo Arteaga Tovar**. Ha sido revisada y aprobada por el siguiente comité revisor y Jurado Examinador, como requisito parcial para obtener el título de:

INGENIERO EN IRRIGACIÓN

PRESIDENTE

ING. PABLO NOYOLA GUTIÉRREZ

SECRETARIO

DR. RAMON EDUARDO ARTEAGA TOVAR

VOCAL

ING. ALFREDO ZATARIN TISNADO

SUPLENTE

DR. MAURICIO CARRILLO GARCIA

SUPLENTE

ING. OSCAR GERARDO VALENTÍN PAZ

Chapingo, México. Mayo de 2005

AGRADECIMIENTOS

A dios, por darme la vida y permitirme entrar en el mundo del saber.

A la universidad Autónoma Chapingo por darme una profesión y ayudarme a desarrollarme como persona.

A la unidad Regional universitaria de Zonas Áridas (URUZA), por haberme acogido durante mi primer año en esta hermosa universidad.

Al Departamento de Irrigación, y todo el personal que labora en el, por trasmitirme los conocimientos necesarios para desarrollarme en el ámbito profesional.

Al Ing. Pablo Noyola Gutiérrez por sus consejos, orientación, y todo el apoyo incondicional que me brindó para la realización de este presente trabajo.

Al Dr. Eduardo Arteaga Tovar, Ing. Alfredo Zatarain Tiznado, Dr. Mauricio Carrillo García y al Ing. Oscar Valentín Paz, por sus valiosas aportaciones en la revisión de este trabajo.

A la Sra. Carmen y Alicia por facilitarme la bibliografía necesaria para el procesamiento de este trabajo.

A todas aquellas personas que contribuyeron para que se llegara a terminar esta tesis, "gracias a todos".

Con mucho respeto: **NILO.**

DEDICATORIA

A mis padres Leonilo Santiago Nicolás y Micaela Hernández Esteban, que con cariño y amor, me han apoyado en todo momento durante tantos años, por trasmitirme sus sabios consejos, por enseñarme a valorar la vida, por motivarme a seguir superándome en todo momento y darme la herencia mas grande que pueda haber en este mundo “el estudio”.

A mis hermanos Hilario, Adrián, Ramón, Erica y Alma, por darme todo el apoyo incondicional a través de todos estos años, y por depositar toda su confianza en mí.

A mis cuñadas Janeth y Lucinda por darle a mi familia unos maravillosos **sobrinos** Ángel Misael y Deivi Ivan que son un motivo mas para seguir luchando y superándome en este largo camino que aun me falta por recorrer.

A mis abuelos por su apoyo moral e incondicional que le han dado a mi familia.

A mis tíos y primos por darme ánimos en mi periodo universitario.

A mis compañeros y amigos de la generación 2000 -2004 por haber compartido grandes momentos juntos durante estos hermosos cuatro años.

A la generación Prope – URUZA 1999 -2000 por brindarme siempre su amistad.

Con Amor, Cariño y Respeto: **NILO**

CONTENIDO

	Página
A. INDICE DE CUADROS	vii
B. INDICE DE FIGURAS	viii
C. INDICE DE FOTOS	x
RESUMEN	xi
SUMMARY	xi
I. INTRODUCCION	1
II. OBJETIVOS	2
III. ANTECEDENTES DE LAS ESTRUCTURAS	2
IV. MATERIALES DE CONSTRUCCION	4
4.1. Concreto	4
4.1.1. Definición	4
4.1.2. Algunas ventajas y desventajas del concreto	5
4.1.3. Efecto de la relación agua/cemento	5
4.2. Mampostería	5
4.2.1. Mampostería estructural	7
4.2.2. Tipos de mampostería	7
4.2.2.1. Mampostería reforzada	7
4.2.2.2. Mampostería confinada	7
4.2.3. Dimensiones de la mampostería	7
4.2.4 Mortero	7
4.3. Tierra	8
4.3.1. Granulometría de los suelos	8
4.3.2. Clasificación de los suelos	9
4.3.3. Algunas características de Gravas y Arenas, Limo y Arcilla	
Limo, Arcilla	9
4.3.3.1. Gravas y Arenas	9
4.3.3.2. Limo y Arcilla	10
4.3.3.3. Limo	10
4.3.3.4. Arcilla	10
4.3.4. Importancia del esfuerzo cortante de los suelos	10
4.3.5. Capacidad de carga	11
4.4. Madera	12
4.4.1. Madera para miembros estructurales	12
4.4.2. Crecimiento de los árboles	13
4.4.3. Defectos de la madera	14
4.4.3.1. Rajadura a través de anillos	14
4.4.3.2. Reventadura entre anillos	14
4.4.3.3. La pudrición	14
4.4.3.4. Descantillado	15
4.4.3.5. Nudo	15

4.4.3.6. Bolsas de resina -----	15
4.4.4. Curado de la madera -----	15
4.4.5. Clasificación de la madera blanda -----	15
4.4.5.1. La madera comercial -----	16
4.4.5.2. En el material estructural -----	16
4.4.5.3. Madera por elaborar -----	16
4.4.6. Clasificación de la madera de acuerdo con su tamaño y uso ----	18
4.4.6.1. Vigas y largueros -----	18
4.4.6.2. Viguetas y tablonos -----	18
4.4.6.3. Postes y madera gruesa -----	18
4.4.7. Formas comerciales de utilización de la madera -----	18
4.4.7.1. Madera rolliza -----	18
4.4.7.2. Madera labrada -----	18
4.4.7.3. Madera aserrada -----	18
4.4.7.3.1. Dimensiones usuales -----	18
4.4.7.4. Tableros -----	19
4.4.7.5. Madera laminada encolada -----	19
4.5. Acero -----	19
4.5.1. Ventajas del acero como material estructural -----	20
4.5.1.1. La alta resistencia del acero por unidad de peso -----	20
4.5.1.2. Uniformidad -----	20
4.5.1.3. Elasticidad -----	20
4.5.1.4. Durabilidad -----	20
4.5.1.5. Ductilidad -----	20
4.5.1.6. Diversos -----	20
4.5.1.7. Tenacidad -----	20
4.5.2. Desventajas del acero como material estructural -----	21
4.5.2.1. Costo de mantenimiento -----	21
4.5.2.2. Costo de la protección contra el fuego -----	21
4.5.2.3. Susceptibilidad al pandeo -----	21
4.5.2.4. Fatiga -----	21

V. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES ----- 22

5.1. Concreto -----	22
5.1.1. Peso volumétrico -----	22
5.1.2. Módulo de elasticidad -----	22
5.1.3. Resistencia a la compresión -----	22
5.1.4. Resistencia a la tensión -----	22
5.1.5. Resistencia al corte -----	22
5.1.6. Deformación plástica del concreto -----	23
5.1.7. Contracción del concreto -----	23
5.1.8. Fatiga -----	23
5.1.9. Flexión -----	23
5.2. Mampostería -----	23
5.2.1. Peso volumétrico -----	24
5.2.2. Resistencia a la compresión -----	25
5.3. Tierra -----	25

5.3.1. Peso específico -----	25
5.3.2. Plasticidad -----	25
5.3.3. Permeabilidad de los suelos-----	25
5.3.4. Compactación-----	26
5.4. Madera -----	26
5.4.1. Esfuerzos unitarios-----	26
5.4.1.1. Fuerzas-----	26
5.4.1.2. Cargas-----	26
5.4.1.3. Esfuerzo unitario -----	27
5.4.1.4. Tipos de esfuerzos -----	27
5.4.1.5. Deformación-----	27
5.4.1.6. Límite de elasticidad -----	27
5.4.1.7. Esfuerzo de ruptura -----	28
5.4.1.8. Modulo de elasticidad-----	28
5.4.1.9. Esfuerzos unitarios permisibles -----	28
5.4.2. Densidad de la madera -----	29
5.5. Acero -----	29
5.5.1. Propiedades mecánicas de los metales estructurales -----	29
5.5.1.1. Modulo de elasticidad-----	32
5.5.1.2. Otras propiedades -----	32
5.5.2. Aceros estructurales modernos-----	33
5.5.3. Resistencia del acero -----	35
VI. ESTRUCTURAS -----	36
6.1. Clasificación de las estructuras -----	36
7.1.2. Diferencia entre estructuras de cascarón y reticulares -----	37
6.2. Fallas de estructuras -----	37
6.2.1. Pandeo-----	37
6.2.2. Daños en conexiones -----	37
6.2.3. Falla frágil -----	38
6.2.4. Fatiga-----	38
6.2.5. Vibraciones -----	38
6.2.6. Corrosión -----	38
6.2.7. Fuego -----	39
6.3. Elementos estructurales -----	39
6.3.1. Tirantes -----	39
6.3.2. Vigas -----	39
6.3.3. Columnas -----	39
6.4. Tipos de carga actuantes en las estructuras -----	43
6.4.1. Cargas de gravedad-----	43
6.4.1.1. Cargas-----	43
6.4.1.2. Carga muerta o “Peso estimado de armaduras”-----	43
6.4.1.3. Cargas vivas -----	43
6.4.1.3.1. Cargas de piso-----	44
6.4.1.3.2. Cargas por hielo y nieve-----	44
6.4.1.3.3. Lluvia -----	44

6.4.1.3.4. Cargas de impacto-----	44
6.4.1.3.5. Cargas laterales -----	45
6.4.1.3.6. Cargas longitudinales -----	45
6.4.1.4. Otras cargas vivas-----	45
VII. TECHOS -----	46
7.1. Definición -----	46
7.2. Tipos de materiales para techo -----	46
7.2.1. Techos de concreto-----	46
7.2.2. Techos hechos a base de vigas y tablas de madera-----	47
7.2.3. Techo tierra-cemento-----	47
7.2.4. Techo de teja de barro -----	47
7.2.5. Techo de bóveda -----	47
7.2.6. Techo de teja de asbesto-cemento -----	48
7.2.7. Techo de lámina de metal-----	48
7.2.8. Techos de estructura mixtas -----	48
7.3. Inclinação de las armaduras -----	49
7.3.1. Claro-----	49
7.3.2. Peralte -----	49
7.3.3. La inclinación-----	49
7.4. Partes de una armadura -----	50
7.4.1. Cuerda superior -----	50
7.4.2. Cuerda inferior -----	51
7.4.3. Miembros del alma-----	51
7.4.4. Tirantes -----	51
7.4.5. Puntales -----	51
7.4.6. Junta de talón y Cumbre-----	51
7.4.7. Nudos -----	51
7.4.8. Nave ó Entreeje -----	52
7.4.9. Panel -----	52
7.4.10. Languero de techo -----	52
VIII. ARMADURAS -----	54
8.1. Configuración de miembros estructurales-----	54
8.1.1. Tipos de configuración -----	54
8.1.1.1. Configuración completa -----	54
8.1.1.2. Configuración incompleta -----	55
8.1.1.3. Configuración redundante -----	55
8.2. Uso de armaduras-----	55
8.3. Tipos de armaduras para techo-----	56
8.4. Selección del tipo de armadura -----	62
8.5. Factores que pueden afectar la elección -----	62
8.5.1. Declive ó inclinación -----	62
8.5.2. Material de la cubierta-----	62
8.5.3. Efecto arquitectónico -----	63
8.5.4. Clima -----	63
8.6. Proporción de una armadura -----	63

8.7. Separación de armaduras-----	63
IX. DISEÑO DE ARMADURAS -----	64
9.1. Cargas en armaduras para techo -----	64
9.1.1. Cargas muertas-----	64
9.1.1.1. Materiales para techado -----	64
9.1.1.2. Viguetas y largueros para techo -----	65
9.1.1.3. Cargas colgadas -----	66
9.1.1.4. Peso propio de armaduras -----	66
9.1.1.5. Cargas de nieve-----	66
9.1.1.6. Cargas de viento-----	67
9.1.1.7. Largueros de acero-----	70
9.2. Cargas verticales equivalente -----	72
9.3. Estimación de cargas de armaduras -----	74
9.4. Reacciones en armaduras -----	77
9.4.1. Reacciones – Fuerzas soportantes-----	77
9.4.2. Reacciones por cargas verticales en armaduras cargadas simétricamente -----	77
9.5. Fuerzas internas en armaduras para techo-----	79
9.5.1. Fuerzas en miembros de armaduras-----	79
9.6. Métodos de análisis de los esfuerzos -----	80
9.6.1. Método algebraico de los nudos-----	80
9.6.2. Método gráfico de los nudos -----	81
9.6.2.1. Determinación de la magnitud de las fuerzas -----	82
9.6.2.2. Determinación del tipo de esfuerzo -----	89
9.7. Armaduras de acero -----	91
9.7.1. Tamaño de las secciones -----	92
9.7.2. Miembros de acero a compresión-----	92
9.7.3. Miembros de acero a tensión -----	94
9.7.3.1. Sección neta -----	95
9.7.4. Remaches-----	96
9.7.4.1. Cortante doble-----	99
9.7.4.2. Aplastamiento doble -----	99
9.7.4.3. Aplastamiento simple -----	99
9.7.5. Contraventeo de armaduras-----	100
9.7.6. Columnas de acero -----	101
9.7.6.1. Pasos para determinar el perfil de la columna -----	103
9.7.7. Placa base para columnas-----	104
9.7.7.1. Procedimiento para el diseño de la placa base -----	106
X. ANALISIS Y DISEÑO DE UNA ARMADURA DE ACERO TIPO FINK -----	109
XI. CONCLUSIONES -----	129
XII. BIBLIOGRAFIA -----	131

ANEXOS

Anexo 1. Cargas de Seguridad para puntales de dos Ángulos, cargas concéntricas permisibles -----	133
Anexo 2. Capacidades de carga Permisibles en Ángulos a tensión, deduciendo el área de un agujero para remaches (Carga por cada Angulo) -----	134
Anexo 3. Factores de carga para miembros a compresión con $\frac{Kl}{r}$ Acero A – 36 ---	135
Anexo 4. Dimensiones y propiedades perfil I rectangular (IR) -----	136
Anexo 5. Esfuerzos de trabajo permisibles para remaches -----	137
Anexo 6. Pesos de Placas -----	138
Anexo 7. Dimensiones de canales Estándar Americano -----	139
Anexo 7.1. Propiedades de canales Estándar Americano -----	140

A. INDICE DE CUADROS

Página

Cuadro 4.1 Clasificación granulométrica de los suelos según sus tamaños -----	9
Cuadro 5.1 Módulos de elasticidad aproximados para diferentes rocas -----	23
Cuadro 5.2 Pesos volumétricos de Piedras naturales -----	23
Cuadro 5.3 Pesos volumétricos de Piedras artificiales y morteros -----	23
Cuadro 5.4 Clasificación de las unidades de mampostería de concreto según la densidad (D) de su concreto-----	23
Cuadro 5.5 Módulos de elasticidad de la madera-----	28
Cuadro 5.6 Tabla Modulo de Elasticidad del acero-----	32
Cuadro 5.7 Aceros Estructurales Modernos-----	34
Cuadro 6.1 Designación, Disponibilidad, usos principales e inconvenientes de los perfiles estructurales laminados -----	40
Cuadro 7.1 Inclinación de Techos -----	50
Cuadro 9.1 Pesos aproximados de materiales para techado -----	70
Cuadro 9.2 Pesos de largueros de techo, por pie cuadrado de superficie de techo-----	65
Cuadro 9.3 Pesos de armaduras de acero por pie cuadrado de superficie de techo -----	66
Cuadro 9.4 Cargas de nieve sobre las armaduras de Techo en libras por pies cuadrado de superficie de Techo -----	66
Cuadro 9.5 Presión de viento sobre las superficies de techo -----	67
Cuadro 9.6 Cargas verticales equivalentes a la acción combinada de cargas de nieve y viento, en libras por pie cuadrado de superficie de techo -----	73
Cuadro 10.1 Magnitud y tipo de Esfuerzo determinados-----	115
Cuadro 10.2 Tipo, magnitud del esfuerzo de los miembros y perfiles seleccionado	119

B. INDICE DE FIGURAS

	Página
Figura 4.1 Partes de una unidad de mampostería -----	6
Figura 4.2 Partes de un bloque de concreto de concreto -----	6
Figura 4.3 Profundidad y Ancho de una Zapata -----	11
Figura 4.4 Grieta en los anillo -----	14
Figura 4.5 Rajadura en los anillos -----	14
Figura 4.6 Reventadura en los anillos -----	14
Figura 5.1 Diagrama típico Esfuerzo – Deformación para el acero estructural Laminado -----	31
Figura 7.1 Ejemplo de un Techo -----	49
Figura 7.2 Partes de una Armadura (Armadura tipo Howe) -----	51
Figura 7.3 Techo formado por larguero, viguetas y la cubierta -----	52
Figura 7.4 Techo formado por largueros y cubierta -----	52
Figura 7.5 Techo formado por Vigueta y cubierta -----	53
Figura 8.1 Configuración completa -----	54
Figura 8.2 Configuración Incompleta -----	55
Figura 8.3 Configuración Redundante -----	55
Figura 8.4 Armadura tipo “A” -----	56
Figura 8.5 Armadura de montante maestro -----	56
Figura 8.6 Armadura tipo Pratt -----	57
Figura 8.7 Armadura tipo Howe -----	57
Figura 8.8 Armadura tipo Warren -----	58
Figura 8.9 Armadura de cuerda y arco -----	59
Figura 8.10 Armadura tipo Fink -----	59
Figura 8.11 Armadura tipo tijera -----	59
Figura 8.12 Armadura tipo Dientes de sierra -----	60
Figura 8.13 Armadura Tipo belga -----	60
Figura 8.14 Armadura Polonceau -----	60
Figura 8.15 Otras Armaduras -----	61
Figura 9.1 Planta de la estructura con las respectivas cargas actuantes -----	68

Figura 9.2 Carga de viento actuando perpendicularmente a las cuerda superior ---	69
Figura 9.3 Estructura con las cargas de viento actuantes, previamente Determinadas-----	69
Figura 9.4 Larguero-----	71
Figura 9.5 Diagrama de fuerzas externas-----	71
Figura 9.6 Determinación de longitud de la CS-----	75
Figura 9.7 Área Tributaria-----	76
Figura 9.8 Diagrama de la armadura tipo Pratt-----	77
Figura 9.9 Diagrama de fuerzas de la armadura tipo pratt-----	78
Figura 9.10 Diagrama de la armadura -----	82
Figura 9.11 Cálculo de las reacciones de la Armadura-----	83
Figura 9.12 Diagrama de Fuerzas -----	84
Figura 9.13 Nudo ABJI-----	84
Figura 9.14 Nudo BCKJ -----	86
Figura 9.15 Nudo IJKL -----	86
Figura 9.16 Nudo CDMLK-----	87
Figura 9.17 Nudo ILMN-----	87
Figura 9.18 Nudo DEONM-----	88
Figura 9.19 Nudo ABJI-----	90
Figura 9.20 Nudo NOPI-----	90
Figura 9.21 Armadura mostrando las cargas exteriores, Tipo y Magnitud de los esfuerzos-----	91
Figura 9.22 Conexión en las juntas mediante la introducción de una placa de conexión entre los ángulos-----	91
Figura 9.23 Perfiles utilizado en miembros a tensión -----	94
Figura 9.24 Colocación de remaches -----	95
Figura 9.25 Falla por cortante en el vástago -----	96
Figura 9.26 Falla por aplastamiento -----	97
Figura 9.27 Colocación de ángulos-----	97
Figura 9.28 Contraventeo de la cuerda superior -----	101
Figura 9.29 Contraventeo de la cuerda superior -----	101
Figura 9.30 Perfiles utilizados en columnas de acero-----	102

Figura 9.31 Placa base soldada a la columna -----	104
Figura 9.32 Columna con anclaje y orejas de ángulos -----	105
Figura 9.33 Partes de una placa base para columna -----	105
Figura 10.1 Calculo de la Longitud de la CS de la Armadura Fink -----	109
Figura 10.2 Área Tributaria de cada nudo -----	110
Figura 10.3 Cálculo de reacciones en los apoyos -----	112
Figura 10.4 Armadura Fink con todas las fuerzas actuantes en ella -----	113
Figura 10.5 Diagrama para la determinación de los esfuerzos en la Armadura Fink	113
Figura 10.6 Armadura tipo Fink con sus respectivos perfiles y remaches -----	123
Figura 10.7 Esquema general de la Armadura de acero tipo Fink -----	127

C. INDICE DE FOTOS

	Página
Foto 1. Armadura tipo Pratt (empleado en invernadero) -----	57
Foto 2. Armadura tipo Warren con cuerda superior e inferior rectas -----	58
Foto 3. Armadura tipo belga -----	58
Foto 4. Armadura tipo warren (Utilizado para techo en cría de conejos)-----	92
Foto 5. Armadura tipo "A" -----	108
Foto 5.1 Cuerda superior de la Armadura tipo "A" -----	108
Foto 5.2 Columnas de la Armadura Tipo "A" -----	108
Foto 6. Armadura tipo Warren (Utilizado para cría de borregos)-----	128
Foto 6.1 Placa base y columna de la Armadura tipo Warren -----	128

DISEÑO DE ARMADURAS PARA TECHO

Pablo Noyola Gutierrez¹, Leonilo Santiago Hernández²

RESUMEN

En la actualidad el uso de armaduras para techos en la construcción se ha incrementado, debido al buen funcionamiento, la facilidad de su transporte y colocación. En este presente trabajo, se analiza y diseña una armadura de acero tipo Fink utilizada en una planta lechera, en donde se da al ingeniero, la metodología práctica y fácil de utilizar, como lo es el método gráfico, esta metodología es recomendada por varios autores, uno de ellos es Harry Parker. Los parámetros que influyen para el análisis y diseño de la armadura, como la carga muerta y carga viva, son tomados de Tablas, ya que a través de años se han estado utilizando teniendo buenos resultados. Dentro de los resultados obtenidos al analizar y diseñar esta armadura de acero tipo Fink, se propusieron como perfiles tanto para la cuerda superior e inferior y miembros del alma perfiles LD espalda con espalda por las ventajas de tener mayor rigidez y evitar excentricidad de las cargas. Los apoyos de la armadura quedan constituidos, por columnas IR apoyadas en placas de base, con un dado de concreto y zapata de cimentación.

PALABRAS CLAVES: Armaduras para techo, Método gráfico.

DESIGN OF FRAMEWORKS FOR ROOF

SUMMARY

As of the present moment the use of frameworks for roofs at the construction has increased, due to the good functioning, the facility of his transportation and placement. I work in this present, it is examined and a steel framework designs type Fink utilized in a milky plant, where he devotes himself to the engineer, the practical and user-friendly methodology, like is it the graphical method, this methodology is recommended to by several authors, one of them is Harry Parker. The parameters that have influence for analysis and design of the framework, like the dead load and lively load, they are taken of tie, since through years they have been utilizing having good results. Within the results obtained when examining and designing this steel framework type Fink, they offered themselves like profiles so much for the upper and lower rope and members of the soul profiles LD back to back for the advantages to have bigger rigidity and to avoid eccentricity of the loads. The supports of the framework get constituted, by columns IR once base plates were reclined to, with a concrete die and brake shoe of foundation.

KEY WORDS: Frameworks for roof, Graphical Method.

¹Profesor investigador del Departamento de Irrigación, Universidad Autónoma Chapingo.

²Pasante de la carrera de ingeniero en Irrigación del departamento de Irrigación, Universidad Autónoma Chapingo.



I. INTRODUCCIÓN

Las estructuras en la ingeniería son tan variadas que desafían cualquier intento de enumerarlas, excepto en forma muy general. Los problemas que se presentan en su diseño han provocado que los ingenieros se especialicen en el diseño de estructuras particulares o grupos de estructuras similares. Aunque el diseño completo de muchas estructuras es el resultado del esfuerzo coordinado de varias ramas de la ingeniería.

Entre las estructuras que son diseñadas en la mayoría por ingenieros civiles son los puentes, edificios, torres de transmisión, tanques de almacenamiento, presas, muros de retención, muelles, diques, pavimentos para carreteras y pistas de aterrizaje.

La importancia de establecer o construir obras con estructuras es de gran importancia en el medio de producción, como lo pueden ser en explotaciones lecheras, para la conservación de forraje o incluso se pueden utilizar para otras aplicaciones como los son: asoleaderos, bodegas, heniles, construcciones rurales, mercados, escuelas, etc.

Además nos dan una gran seguridad en nuestras instalaciones y permiten un mejor manejo adecuado de los recursos, que se requieren para llevar a cabo el proceso de producción.

Sin embargo para ello se deben de seguir una serie de pasos para su construcción e instalación y así asegurar que cualquier función que tenga la estructura lo lleve a cabo con seguridad.





II. OBJETIVOS

1. Señalar la importancia del diseño de las estructuras en las obras agropecuarias.
2. Fijar las secuelas, procedimientos y estudios aplicables al diseño de las estructuras.
3. Dar a conocer el estado actual de los métodos de análisis y secuelas de estructuras para soportar techos.
4. Establecer la metodología para el diseño de armaduras para techos.

III. ANTECEDENTES DE LAS ESTRUCTURAS

Antes del siglo XIX, cuando los métodos de análisis estructural comenzaron a utilizarse para estimar al menos con un cierto grado de certeza la resistencia de una estructura, el diseñador se enfrentaba a la tarea de construir una estructura mucho mas grande o diferente en tipo que la realizada antes, teniendo poca opción de selección pero procediendo sobre la base del *ensayo y error*. No sorpresivamente, en períodos de rápida experimentación y desarrollo estructural fueron muchas las fallas tanto durante la construcción como en la puesta en servicio. Este fue particularmente el caso durante el Imperio Romano y el período Gótico de la construcción de las catedrales en Europa en la Edad Media.

Haciendo uso de las fallas estructurales para definir los límites de la práctica de la construcción, los maestros constructores del arte gótico se ayudaron del hecho de que sus estructuras fueron más pesadas en comparación con las fuerzas de viento que actúan sobre ellas. Una vez habían concluido la obra y se encontraba libre de soportes constructivos, consideraron improbable el colapso posterior, a menos que el margen de seguridad contra la falla fuera limitado por el efecto *creep* del mortero de las juntas entre los bloques o el asentamiento de la fundación que fuera suficiente para crear un mecanismo de colapso. La imagen característica de la catedral gótica es el aligeramiento del muro al formar el contrafuerte como soporte del arbotante con el complemento de manejo de fuerzas mediante el botarel que en algunos casos se agregaron siglos después en los procesos de restauración.





Las cimentaciones fueron el Talón de Aquiles de los constructores medievales: algunas de las Catedrales Góticas se construyeron en suelos blandos con niveles freáticos altos, asentamientos que producían la distorsión de la planta, que aunque no se producía el colapso, se hacía necesario la intervención y su reforzamiento.

Debemos insistir en que la mayoría de los daños que se presentan en los edificios son causados por problemas en la cimentación. Solamente durante los últimos cincuenta años la mecánica de suelos y el estudio del comportamiento del suelo, han pasado de ser un arte para convertirse en una ciencia.

La Ciudad de México fue fundada por los aztecas y se encuentra asentada sobre una mezcla de suelos arenosos y agua, producto de la desecación del lago Texcoco. El Palacio de Bellas Artes en el centro de la ciudad, se construyó con enchape de piedra muy pesada; a los pocos años descendió y se asentó casi tres metros por lo que se hizo necesario construir escaleras de acceso. La gente se sorprendió cuando el Palacio comenzó a elevarse de nuevo requiriendo la construcción de escaleras para subir. Este extraño fenómeno puede explicarse por el gran número de edificios pesados y de gran altura construidos en las proximidades. La presión del agua bajo los edificios empujó el Teatro hacia arriba.

Los pocos ejemplos anteriores son una pequeña muestra sobre algunas patologías de edificaciones realizadas desde tiempos antiguos, pero que ilustran la estrecha relación con los procesos constructivos y el rango tan extenso de situaciones que se pueden presentar.





IV. MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

En México los materiales más utilizados en la industria de la construcción para edificios de mediana altura y altos, son el concreto reforzado, acero estructural, la mampostería, y rara vez, la madera.

4.1 Concreto

En los últimos años, el concreto reforzado a nivel mundial es cada vez mas competitivo; en Japón, Europa y estados unidos de América, se están construyendo actualmente muchos edificios con estructura de concreto con resistencia hasta de 800 kg/cm², mientras que en México, la resistencia máxima del concreto en construcción urbana es de 300 kg/cm².

4.1.1 Definición

El concreto es un material pétreo, artificial, obtenido de la mezcla, en proporciones determinadas, de cemento, agregados y agua.

El cemento y el agua forman una pasta que rodea a los agregados, constituyendo un material heterogéneo. Algunas veces se añaden ciertas sustancias, llamadas aditivos o adicionantes, que mejoran o modifican algunas propiedades del concreto.

El concreto simple, sin refuerzo, es resistente a la compresión, pero débil en tensión, lo que limita su aplicabilidad como material estructural. Para resistir tensiones, se emplea refuerzo de acero, generalmente en forma de barras.

La combinación de concreto simple con refuerzo constituye lo que se llama *concreto reforzado*.

El concreto se fabrica en estado plástico, lo que obliga a utilizar moldes que los sostengan mientras adquiere resistencia suficiente para que la estructura sea autosoportante.





4.1.2 Algunas ventajas y desventajas del concreto

Una de las ventajas es su *moldeabilidad*, esta propiedad da como consecuencia la libertad de elección de formas. Gracias a ella, es posible construir estructuras como los cascarones, que en otro material sería muy difícil de obtener.

Otra característica es la facilidad con que puede lograrse la continuidad en la estructura. Aunque una de sus principales desventajas del concreto es el agrietamiento, que debe tenerse en cuenta al estudiar su comportamiento bajo condiciones de servicio.

4.1.3 Efecto de la relación agua/cemento

La cantidad de agua, con relación a la de cemento, es el factor más importante que interviene en la resistencia del concreto. La resistencia del concreto depende de la relación agua/cemento: a mayor relación agua/cemento, menor resistencia. Es importante que el concreto tenga la manejabilidad adecuada para tener la seguridad de que endurezca en los moldes sin la formación excesiva de huecos.

Para el curado del concreto es necesario que no se permita que el agua de la mezcla se evapore hasta que el concreto haya adquirido su resistencia. La temperatura también es un elemento importante en la rapidez con que el concreto aumente de resistencia, las bajas temperaturas disminuyen la rapidez del proceso. Las temperaturas iniciales elevadas producen un fraguado rápido y una pérdida permanente de potencial de resistencia.

4.2 Mampostería

Mampostería etimológicamente significa “puesto en mano”, y precisamente en eso consiste la esencia de este sistema para la construcción de muros. Los elementos de construcción son ladrillos, bloques, etc. Los elementos (mampuesto) podrán ser de cualquier material, como roca, bloque de yeso etc.





El bloque o unidad de mampostería de perforación vertical (Fig. 4.1), es un elemento prefabricado, de concreto, con forma de prisma recto y con un o más perforaciones verticales que superan el 25% de su área bruta (Fig. 4.2). Se elabora para elaborar mampostería (por lo general muros), y es responsable, en muy buena medida, de las características mecánicas y estéticas de dichas mampostería.

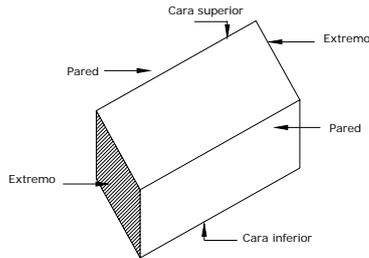


Figura 4.1 Partes de una unidad de mampostería de concreto

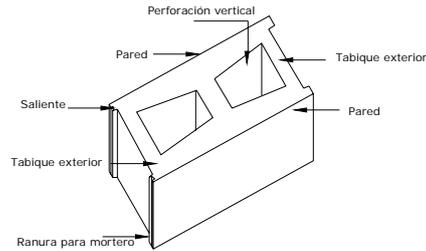


Figura 4.2 Partes de un bloque de concreto

El bloque es la unidad por excelencia para la construcción de mamposterías estructurales.

El ladrillo o unidad de mampostería maciza, es un elemento prefabricado, de concreto, con forma de prisma recto, macizo o con perforaciones, generalmente verticales, que no superan el 25% de su área bruta. Se utiliza para elaborar mamposterías (por lo general muros de fachada), y es el responsable, en muy buena medida, de las características mecánicas y estéticas de dichas mamposterías.

No es frecuente ni práctico construir mamposterías estructurales solamente con ladrillos de concreto, con la excepción de las mamposterías de cavidad reforzadas, pues el esfuerzo de los muros no se puede colocar por dentro los ladrillos. Sin embargo, se utilizan para la construcción de la cara posterior en muros dobles, como complemento de espesor en muros anchos y para ajustes. En mamposterías estructurales y arquitectónicas se utilizan para recubrimiento de fachadas, campo en el cual ofrece inmensas posibilidades.





4.2.1 Mampostería estructural

La mampostería estructural es la unión de bloques o ladrillos de arcilla o de concreto con un mortero para conformar sistemas monolíticos tipo muro, que pueden resistir acciones producidas por las cargas de gravedad o las acciones de sismo o viento.

4.2.2 Tipos de mampostería

La mampostería puede tener refuerzo de varillas y entonces se denominara *mampostería reforzada*, cuando las varillas se introducen por los huecos de los ladrillos y se anclan con concreto de relleno; y *mampostería confinada*, en la que el refuerzo se coloca en elementos de concreto (vigas y columnas), situados en la periferia del muro.

4.2.2.1 Mampostería reforzada

Es la mampostería con refuerzo embebido con celdas rellenas, conformando un sistema monolítico. También tiene refuerzo horizontal a cierto número de hiladas. El refuerzo se utiliza para soportar tensión y ocasionalmente, para resistir los esfuerzos de compresión y cortante que no pueda soportar la mampostería simple.

4.2.2.2 Mampostería confinada

Es la mampostería con refuerzo con elementos de concreto reforzado (vigas columnas de amarre), en su perímetro, vaciados después de construir el muro de mampostería simple.

4.2.3 Dimensiones de la mampostería

Las dimensiones de una unidad de mampostería esta definidas por su espesor, su altura y su longitud.

4.2.4 Mortero

El mortero es el elemento que une las unidades de mampostería a través de las juntas verticales y horizontales, en virtud de su capacidad de adherencia. Y los materiales para el mortero son: Agua, Cemento, Cal, Arena y Aditivos.





4.3 Tierra

El termino suelo ha sido definida por legistas, agrónomos y geólogos. Entre las que mas interesan están las siguientes:

En *agronomía*, suelo es la capa superficial de la corteza terrestre que contiene minerales, materia orgánica, aire, agua y los nutrientes necesarios para dar sostén y desarrollo a las plantas superiores.

En *geología*, suelo es un término ambiguo que significa material relativamente suelto, así como material que da vida.

En *ingeniería* se ha definido al suelo como cualquier material no consolidado compuesto de partículas sólidas, incluyendo líquidos y gases, abarcando todos los depósitos sueltos o moderadamente cohesivos (gravas, arenas, limos y arcillas) hasta areniscas parcialmente cementadas y lutitas suaves.

4.3.1 Granulometría de los suelos.

Se refiere a la distribución por tamaño y porcentaje de las partículas que componen un suelo. El análisis granulométrico es útil para identificar algunas características del suelo tales como:

1. Si puede drenarse fácilmente.
2. Si es apropiado para usarse en proyectos de construcciones tales como presas y caminos.
3. Estimación de la altura capilar
4. Si puede usarse en el concreto asfáltico o en mezclas de concreto hidráulico.
5. Su uso en filtros para evitar la tubificación.
6. Su clasificación incluyendo el sistema unificado de clasificación de suelos y en consecuencia sus propiedades y aplicaciones.





4.3.2 Clasificación de los suelos

Clasificación granulométrica de los suelos según sus tamaños, son los siguientes:

Cuadro 4.1 Clasificación granulométrica de los suelos según sus tamaños

Material	Característica	Tamaño (mm.)
Piedra	-----	Mayor de 70 mm
Grava	Gruesa	30 a 70
	Media	5 a 30
	Fina	2 a 5
Arena	Gruesa	1 a 2
	Media	0.2 a 1
	Fina	0.1 a 0.2
Polvo	Grueso	0.05 a 0.1
	Fino	0.02 a 0.05
Limo	Grueso	0.006 a 0.02
	Fino	0.002 a 0.006
Arcilla	Gruesa	0.0006 a 0.002
	Fina	0.0002 a 0.0006
Ultra - Arcilla	-----	0.00002 a 0.0002

Debajo de 0.00002 mm las partículas constituyen disoluciones verdaderas y ya no se depositan.

Con frecuencia se ha usado otros tipos de clasificación, destacando el método grafico del Public Roads Administration de los Estados Unidos, pero su interés es hoy menor cada vez, por lo cual se considera que las clasificaciones señaladas son suficientes para dar idea del mecanismo utilizado en su elaboración.

4.3.3 Algunas características de Gravas y Arenas, Limo y Arcilla, Limo, Arcilla.

4.3.3.1 Gravas y Arenas. Las gravas y arenas bien graduadas son materiales muy estables y cuando carecen de finos son permeables.

Las gravas son más estables y permeables que las arenas gruesas, y estas más que las arenas finas. Las arenas finas muy uniformes son mas permeables y menos estables que las bien graduadas. Estas propiedades de las fracciones gruesas, dependen mucho de la graduación, forma y tamaño de las partículas.





4.3.3.2 Limo y Arcilla. El limo y la arcilla constituyen la fracción fina de un suelo, y pequeñas proporciones de ellos pueden modificar considerablemente las propiedades de la fracción gruesa, especialmente la permeabilidad y capilaridad, pues en los suelos gruesos bien graduados, basta un 10% de finos para volverlos impermeables.

4.3.3.3 Limo. Los limos son los finos no plásticos de un suelo; son sumamente inestables cuando están saturados, comportándose como una arena movediza al aplicarse un esfuerzo cortante; son impermeables y difíciles de compactar y en lugares con invierno riguroso existe el peligro de que se hinchen por efecto del hielo.

4.3.3.4 Arcilla. Las arcillas son los finos plásticos del suelo; sus características se ven seriamente afectadas por el contenido de humedad, cuando este es alto, poseen una baja resistencia al esfuerzo cortante, mientras que en un estado seco la resistencia puede ser muy considerable, lo cual se comprueba fácilmente al tratar de desmoronar un trozo de arcilla seca entre los dedos.

4.3.4 Importancia del esfuerzo cortante de los suelos

La resistencia al esfuerzo cortante de un suelo puede definirse como la oposición máxima que presentan sus partículas a un desplazamiento relativo, bajo ciertas condiciones dadas principalmente de drenaje.

La evaluación de dicha resistencia, es importante en la mayoría de los problemas de estabilidad de masas de suelo y diseño de estructuras, como son:

1. Proporcionar taludes adecuados para terraplenes o excavaciones, ya sea de cortes en caminos, canales o en cimentaciones.
2. Determinar la carga que un suelo es capaz de soportar dentro de la seguridad, incluyendo las cargas de terraplenes y diques.
3. Determinar la capacidad de carga de un suelo que soporta zapatas corridas o losas de cimentación.
4. Determinar la resistencia al esfuerzo cortante desarrollado entre el suelo y los pilotes o cajones o cajones de cimentación.





4.3.5 Capacidad de carga

La capacidad de carga, es la capacidad del suelo para soportar una carga sin que se produzcan fallas dentro de su masa. La capacidad de carga del suelo bajo una cimentación depende principalmente de la resistencia al esfuerzo cortante. Los valores admisibles para diseño toman en consideración tanto la resistencia como las características de deformación del suelo. La mayoría de los métodos para estimar la capacidad de carga están basados en la teoría de la plasticidad, siendo Prandtl, Terzagui, Meyerhof y Skempton quienes han desarrollado los métodos usados actualmente. Una estructura transmite las cargas al suelo por medio de diferentes tipos de bases de cimentación. La estructura, la cimentación y la masa de tierra que la soporta actúan en conjunto. Esto se cumple para estructuras de mampostería, metálicas, presas de tierra, etc.

Cualquier que sea el caso, la cimentación debe cumplir con dos requisitos básicos:

1. La masa de tierra natural debe ser capaz de soportar la estructura sin fallar, es decir tener un factor de seguridad generalmente de 3.
2. El orden de magnitud del asentamiento por producirse no debe poner en peligro la estructura.

Se considera que una cimentación es poco profunda cuando la profundidad D_f a la que se encuentra cimentada, es igual o menor que su ancho B ; en caso contrario se llama profunda.

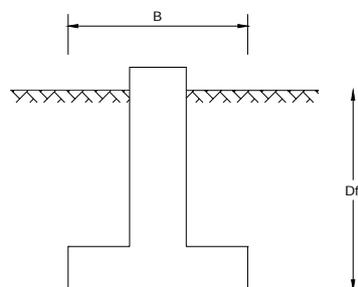


Figura 4.3 Profundidad y Ancho de una Zapata





Enseguida se hará una descripción breve a cerca de la teoría de Terzaghi. Se supone que la capacidad de carga se obtiene en general por la suma de tres componentes:

1. La cohesión y la fricción de un material sin peso que no lleva sobrecarga.
2. La fricción de un material sin peso que soporta una sobrecarga aplicada en la superficie.
3. La fricción de un material con peso que no soporta sobrecarga.

Así la capacidad de carga última de un suelo resulta ser (Para falla general):

$$q_d = C N_c + \gamma_1 D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma$$

Donde:

N_c y N_q = Son los factores de capacidad de carga relativos a la cohesión y a la sobrecarga, respectivamente. Se obtienen a partir del ángulo de fricción interna Φ .

N_γ = Factor de capacidad de carga que considera la influencia del peso del suelo.

C = Cohesión del suelo.

P_d ó (γ₁ D_f) = Corresponde a la presión efectiva a nivel de desplante del cimiento a un lado del mismo.

γ₂ = Peso específico bajo el nivel de desplante.

B = ancho del cimiento.

4.4 Madera

4.4.1 Madera para miembros estructurales

A diferencia de muchos materiales de construcción, la madera no es un material elaborado, sino orgánico, que generalmente se usa en su estado natural. De los numerosos factores que influyen en su resistencia, los más importantes son: la densidad, los defectos naturales y su contenido de humedad. A causa de los defectos y de las variaciones inherentes a la madera, es imposible asignarle esfuerzos unitarios de trabajo con el grado de precisión que se hace en el acero o en el concreto.





Desde este punto de vista de la ingeniería, la madera presenta problemas más complejos y variados que muchos otros materiales estructurales.

Los árboles cuya madera se emplea en la construcción se clasifican en dos grupos: los de *madera blanda* y los de *madera dura*. Los de madera dura, por ejemplo: los encinos y los arces, tienen hojas anchas. Los términos madera blanda y madera dura no indican el verdadero grado de dureza de las diferentes especies de árboles. Los encinos por ejemplo son muy duros, mientras que los tilos, que también se clasifican entre los árboles de madera dura, son extremadamente blandos. Por otra parte, el pino amarillo del sur y el abeto Douglas, que aunque se clasifican entre los de madera blanda, son, en realidad, dos de las maderas más duras. Las dos especies de árboles que más se usan para obtener madera estructural en los Estados Unidos son los pinos del sur y los abetos Douglas, clasificándose los dos entre las maderas blandas.

4.4.2 Crecimiento de los árboles

La sección transversal del tronco de un árbol muestra los anillos de madera nueva que se forman anualmente. Estos anillos, que se llaman *anillos anuales*, con frecuencia están formados por capas de color claro y otras de color oscuro, el anillo de color claro corresponde al leño que se desarrolla en primavera de cada año y el del color oscuro es el del verano. Indicando la edad del árbol el número de anillos.

La banda de anillos anuales en el borde exterior del tronco se conoce con el nombre de *albura*. Conforme el árbol envejece, la albura cambia gradualmente a *duramen*, formándose una albura nueva. La madera de duramen es generalmente más oscura que la albura. En general, la albura es ligera y más porosa que el duramen. Este es más denso y da resistencia al tronco del árbol. Es más resistente y más durable que la albura.





4.4.3 Defectos de la madera

A causa de las características naturales del material, existen varios defectos inherentes en todas las maderas, que afectan a su resistencia, apariencia y durabilidad. A continuación se describen los defectos más comunes.

4.4.3.1 Rajadura a través de anillos. Es una hendidura o separación longitudinal de la madera que atraviesa los anillos anuales; generalmente proviene del proceso de curado.

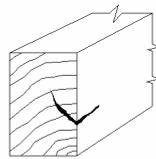


Figura 4.4 Grieta en los anillos

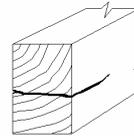


Figura 4.5 Rajadura en los anillos

4.4.3.2 Reventadura entre anillos. Se llama reventadura entre anillos a la separación a lo largo del hilo, principalmente entre anillos anuales. Estos dos tipos de defectos reducen la resistencia al esfuerzo cortante; por tanto, los miembros sujetos a flexión resultan afectados directamente por su presencia. La resistencia de los miembros a la compresión longitudinal no resulta afectada grandemente por las reventaduras entre anillos.

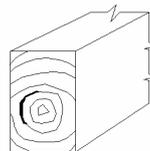


Figura 4.6 Reventadura en los anillos

4.4.3.3 La pudrición. Es la desintegración de la sustancia linosa debido al efecto destructor de los hongos. La pudrición se reconoce con facilidad, porque la madera se hace blanda, esponjosa o se desmorona. El aire, la humedad y una temperatura favorable propician el crecimiento de los hongos. Para evitar la pudrición de la madera se impregnan con preservativos como la brea de carbón de piedra y la creosota para impedir el desarrollo de hongos o bien aplicando pintura a la madera cuando esta seca. Por tanto, en las maderas de los grados estructurales, no se tolera ninguna forma de pudrición.





4.4.3.4 Descantillado. Es el término que se aplica a la corteza, o ausencia de madera o de corteza, en la arista o esquina de un trozo de madera aserrada.

La resistencia de un miembro puede resultar afectada por el descantillado, porque el miembro tiene un área de la sección transversal insuficiente. El descantillado puede evitarse con el requisito de que las aristas sean en *ángulo recto*.

4.4.3.5 Nudo. Es la parte de una rama incorporada en el tallo de un árbol. La resistencia de un miembro resulta afectada por el tamaño y la posición de los nudos que pueda contener.

4.4.3.6 Bolsas de resina. Son aberturas paralelas a los anillos anuales que contiene resina, ya sea sólida o líquida.

4.4.4 Curado de la madera

El proceso para eliminar la humedad de la madera verde se conoce con el nombre de *curado*; se efectúa exponiéndolo al aire o calentándola en hornos. La madera curada es más rígida, más fuerte y más durable que la madera verde. Al eliminar el agua se contraen las células fibrosas; las que forman las paredes laterales de la fibra se contraen más que las internas y las células de la albura más que las del duramen.

La contracción de las fibras linosas produce esfuerzos internos que originan rajaduras y alabeo; el efecto del curado varía según el tamaño de la madera. En general, las maderas blandas se contraen más con el curado que las duras.

4.4.5 Clasificación de la madera blanda

Se define como *madera* el producto del proceso de cepillar y canteo en el aserradero, sin ningún tratamiento adicional que aserrar, volver a aserrar y pasarla longitudinalmente por una canteadora estándar cortarla a cierta longitud e igualarla.





Hay tres clases principales de madera blanda en el sistema americano de normas para madera:

1. Madera comercial o de barranca
2. Madera estructural
3. Madera por elaborar

4.4.5.1 La madera comercial. Comprende el material de grueso menor de 5 plg que se usa en trabajos generales de construcción. Es la madera que se encuentra generalmente en las madererías que venden al menudeo.

4.4.5.2 En el material estructural. Se incluye madera (excepto las viguetas y tablones) de 5 plg o más de grueso y ancho. Al material de este grupo generalmente se le llama *madera gruesa*. En general, se usa material estructural para soportar cargas y se clasifica tomando el centímetro como medida.

4.4.5.3 Madera por elaborar. Comprende los tablones para fábricas y madera que se clasifica como adecuada para usarse en puertas, marcos y otras piezas de 1 1/4 plg o más grueso y 5 plg o más ancho. Se usa en la industria de carpintería y ebanistería y para artículos de madera.

Se le llama con frecuencia al material estructural maderaje o *madera gruesa*. Debido a que la resistencia de la madera varía con el tipo de carga a la que se sujeta, y también porque el efecto del curado varía con el tamaño.





Clasificación de la madera Blanda

MADERA BLANDA
(Esta clasificación se aplica a la madera en bruto o cepillada. Los tamaños dados son nominales).

MADERA COMERCIAL

(Madera de grueso menor de 5 plg para aplicación general en las construcciones, que se clasifica según el uso de toda la pieza.)

Labrada (de grueso no mayor de 4 plg y de ancho no mayor de 16 plg.)

- A.
- B.
- C.
- D.

Tablas comunes (de grueso menor de 2 plg y de una ó más pulgadas de ancho.)

- No. 1.
- No. 2.
- No. 3.
- No. 4.
- No. 5.

Aserrada común (de 2 plg y menor de 5 plg de grueso y de 2 plg ó mas de ancho.)

Tablones (de 2 a 4 plg de grueso y de 8 plg ó más de ancho.)

- No. 1.
- No. 2.
- No. 3.

Alfardas (de 2 a 5 plg de grueso y de anchura máxima de 8 plg.)

- No. 1.
- No. 2.
- No. 3.

Viguetas gruesas (de 4plg de grueso y de 8 plg ó más de ancho.)

- No. 1.
- No. 2.
- No. 3.

MADERA ESTRUCTURAL

(Madera de 5 ó más plg de grueso y ancho, excepto viguetas y tablones clasificados de acuerdo con su resistencia y el uso a que se destina la pieza entera.)

Viguetas y tablones (de 2 a 4 plg de grueso y de 4 ó más de ancho.)

Vigas y largueros (de 5 plg ó más de grueso y 8 ó más de ancho.)

Postes y madera grueso (de 5 X 5 plg y mayor.)

MADERA POR ELABORAR

(Clasificada por el área de la pieza que se le presta para hacer piezas cortadas de cierto tamaño y calidad.)

Tablones para fábrica, clasificados para puertas, marcos y otras piezas de 1 ¼" ó más de grueso y 5" ó más de ancho.

Madera de taller clasificada para cortar piezas en general.

Las reglas para clasificar de la asociación deberán aplicarse para los grados y tamaños estándar.





4.4.6 Clasificación de la madera de acuerdo con su tamaño y uso.

4.4.6.1 Vigas y largueros. Grueso nominal, 5 plg o mayor; anchos nominales, de 8 plg o más.

4.4.6.1 Viguetas y tablones. Grueso nominal, 2 a 5 plg pero sin llegar a 5 plg, ancho nominal, de 4 plg o mayor.

4.4.6.2 Postes y madera gruesa. Tamaños nominales, 5 X 5 plg o mayores.

4.4.7 Formas comerciales de utilización de la madera.

4.4.7.1 Madera rolliza. También llamada madera sin elaborar, es de uso frecuente en México en construcciones rurales y tradicionales. Por lo regular es empleada para andamios, cimbras y obras falsas de diversos tipos.

4.4.7.2 Madera labrada. Se obtiene dándole forma con hacha o azuela. Los miembros de madera labrada generalmente son piezas relativamente robustas utilizadas como vigas, postes, pilotes cabezales de caballetes para puentes.

4.4.7.3 Madera aserrada. Es la que se obtiene cortando trozas longitudinalmente con sierra manual o mecánica.

4.4.7.3.1 Dimensiones usuales. Comercialmente la madera aserrada se consigue con una variedad relativamente amplia de dimensiones. Por tradición es costumbre dar las medidas en unidades inglesas: pulgadas para anchos y espesores, pies para longitudes. Todavía es usual estimar volúmenes en pies – tablón (El pié – tablón es igual al volumen de una pieza de una pulgada de grosor por un pie de ancho por un pie de longitud). Las dimensiones utilizadas para identificar las piezas de madera son nominales y suelen corresponder a las dimensiones de la pieza en estado verde.





4.4.7.4 Tableros. Por tablero o panel se entiende un elemento obtenido a partir de madera por medio de algún proceso industrial, a veces bastante complejo. Se utilizan para fines estructurales o decorativos. Se distinguen tres tipos de tableros: los de madera contrachapada o triplay, los de fibra y los de partícula.

4.4.7.5 Madera laminada encolada. La técnica de la madera laminada encolada consiste en formar elementos estructurales de grandes dimensiones uniendo piezas de madera relativamente pequeñas por medio de algún adhesivo. Las piezas utilizadas para formar los elementos de madera laminada son tablas con espesores de 1.5 a 0.5 centímetros de espesor.

4.5 Acero

Las propiedades físicas de varios tipos de acero y de cualquier tipo de aleación de acero dada a temperaturas variantes depende principalmente de la cantidad del carbono presente y en como es distribuido en el hierro.

La hipótesis acerca de la perfección de este material, posiblemente el mas versátil de los materiales estructurales, parece mas razonable al considerar su gran resistencia, poco peso, fabricación sencilla, y muchas otras propiedades deseables.

La calidad del acero ha evolucionado en incrementos relativamente pequeños, en comparación con las resistencias del concreto. El acero estructural de batalla hasta 1990 es el NOM – B – 254 (ASTM – A36), ya que actualmente se están construyendo numerosas estructuras con acero ASTM – A572, inclusive con acero A – 65.

El primer acero utilizado en México para fines estructurales fue el ASTM – A7, este tipo de acero se utilizo profusamente en la construcción remachada, que fue el primer tipo de construcción en nuestro país;

Posteriormente, después de la segunda guerra mundial cuando se desarrollo la soldadura, el acero A – 7 fue sustituido por el ASTM – A36, debido a que tenía problemas de soldabilidad por su alto contenido de carbono.





4.5.1 Ventajas del acero como material estructural

El acero estructural, a pesar de su elevado costo, es el material ideal para su construcción, especialmente para estructuras ubicadas en zonas sísmicas, por las ventajas que a continuación se indican:

4.5.1.1 La alta resistencia del acero por unidad de peso. Significa que las cargas muertas serán menores o sea que es poco el peso de la estructura. Este hecho es de gran importancia en puentes de gran claro, y edificios elevados, y en estructuras cimentadas en condiciones precarias.

4.5.1.2 Uniformidad. Las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo, como sucede con las del concreto reforzado.

4.5.1.3 Elasticidad. El acero esta más cerca de las hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, por la ley de Hooke. Los momentos de inercia de una estructura de acero pueden ser calculados con precisión, en tanto que los valores obtenidos para una estructura de concreto reforzado son un tanto indefinidos.

4.5.1.4 Durabilidad. Si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado duraran indefinidamente.

4.5.1.5 Ductilidad. Es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión.

4.5.1.6 Diversos. Algunas otras ventajas importantes del acero estructural son: adaptación a la prefabricación, rapidez de montaje, soldabilidad, tenacidad y resistencia a la fatiga, posible reutilización después de que la estructura se desmonte y valor de rescate, aun cuando no pueda usarse sino como chatarra.

4.5.1.7 Tenacidad. Los aceros estructurales son tenaces, es decir, poseen resistencia y ductilidad. La propiedad de un material para absorber energía en grandes cantidades se denomina tenacidad.





4.5.2 Desventajas del acero como material estructural

4.5.2.1 Costo de mantenimiento. La mayoría de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al aire y al agua y, por consiguiente, deben pintarse periódicamente.

4.5.2.2 Costo de la protección contra el fuego. La resistencia del acero se reduce considerablemente durante los incendios, ya que el acero es un excelente conductor de calor, de manera que los miembros de acero sin protección pueden transmitir suficiente calor de una sección o compartimiento incendiado de un edificio a secciones adyacentes del mismo.

4.5.2.3 Susceptibilidad al pandeo. Entre más largos y esbeltos sean los miembros a compresión, mayor es el peligro de pandeo. El acero tiene una alta resistencia por unidad de peso, pero al usarse como columnas no resulta muy económica ya que debe usarse bastante material.

4.5.2.4 Fatiga. 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. (Se tienen problemas de fatiga solo cuando se presentan tensiones).





V. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

5.1 Concreto

5.1.1 Peso volumétrico. El peso volumétrico del concreto es elevado en comparación con el de otros materiales de construcción, su valor oscila entre 1.9 y 2.5 ton/m³ dependiendo principalmente de los agregados pétreos que se empleen.

5.1.2 Módulo de elasticidad. Denotado por E , se puede definir como la relación del esfuerzo normal, la deformación correspondiente para esfuerzos de tensión o compresión por debajo del límite de proporcionalidad de un material. Para concretos de peso normal, E fluctúa entre 140, 600 y 422, 000 kg/cm².

5.1.3 Resistencia a la compresión. Dependiendo de la mezcla (especialmente de la relación agua –cemento) y la duración y calidad del curado, pueden obtenerse resistencias a la compresión en el concreto de hasta de 703 kg/cm² (10000 lb/plg²) o mas. El concreto fabricado comercialmente con agregados ordinarios generalmente varia de 175 a 421 kg/cm² (2500 a 6000 lb/plg²) y lo mas común es que tenga una resistencia cerca a $f'c=210$ kg/cm² (3000 lb/plg²). Debido a las diferencias en los agregados, y en menor grado en los cementos, mezclas con las mismas dosificaciones producen resistencias mucho mas bajas en algunas regiones del país. La resistencia a la compresión del concreto se mide en cilindros estándar de 15 por 30 cm (6 por 12 plg), curados en condiciones de laboratorio y probados aumentando la carga en forma especificada a los 28 días.

5.1.4 Resistencia a la tensión. La resistencia a la tensión del concreto es relativamente baja, aproximadamente del 10 al 15% de la resistencia de compresión, ocasionalmente del 20%. Esta resistencia es más difícil de medir y los resultados de probeta a probeta varían más que los de los cilindros de las pruebas a compresión.

5.1.5 Resistencia al corte. La resistencia al corte es grande, y los datos que se han dado al respecto varían del 35 al 80% de la resistencia a la compresión.





5.1.6 Deformación plástica del concreto. Al empezar a cargar el concreto con esfuerzos bajos, la deformación del concreto es aproximadamente elástica, pero esta deformación aumenta con el tiempo aunque la carga permanezca constante. A esta deformación que aumenta con el tiempo se le llama deformación plástica, y en condiciones ordinarias puede llegar a ser mayor que la deformación elástica.

5.1.7 Contracción del concreto. Cuando el concreto pierde humedad por evaporación, se contrae. Como el agua no sale uniformemente de la masa del concreto, las diferencias de humedad producen diferentes grados de contracción y esfuerzos internos. Los esfuerzos debidos a las diferencias entre las contracciones pueden ser de consideración y esta es una de las razones por la que es muy importante la humedad durante el curado del concreto.

5.1.8 Fatiga. Cuando un elemento falla después de un número muy grande de repeticiones de carga, se dice que ha fallado por fatiga.

5.1.9 Flexión. La resistencia a la flexión se usa como índice de la resistencia de pavimentos de concreto simple. El índice de resistencia a la flexión del concreto simple se obtiene del ensaye de vigas de sección cuadrada, simplemente apoyadas y sujetas a una o dos cargas concentradas.

5.2 Mampostería

La resistencia de la mampostería depende principalmente de la resistencia de la pieza y en menor grado de la del mortero, es por tanto, importante, utilizar piezas sanas, por falta de métodos de ensayos.

La resistencia a la compresión de las piedras varía desde 100 Kg/cm² (Areniscas suaves), hasta más de 2000 Kg/cm² (Granitos y basaltos).

Se permiten en la mampostería de piedras naturales morteros de menor calidad que para mampostería de piedras artificiales.





A continuación se presentan algunas propiedades de rocas utilizadas en la construcción.

Cuadro 5.1 Módulos de elasticidad aproximados para diferentes rocas

Rocas	Valor de Modulo de Elasticidad E aproximado (Kg/cm ²)
Basalto	800000
Granito de grano grueso y en general	100000 – 400000
Cuarcita	100000 – 450000
Mármol	800000
Caliza en general	100000 – 800000
Dolomia	100000 – 710000
Arenisca general	20000 – 636000
Arenisca calcárea	30000 – 60000

Cuadro 5.2 Pesos volumétricos de Piedras naturales

Piedras Naturales	Máximo Ton/m ³	Mínimo Ton/m ³
Areniscas (chilucas y canteras)	2.45	1.75
	2.50	2.0
Basaltos (piedra braza, laja etc.)	2.60	2.35
	2.65	2.45
Granito	3.2	2.4
Mármol, piedras calcáreas	2.6	2.55
Riolita	2.55	2.05
Pizarras	2.85	2.35
Tepetates	1.95	1.3
Tezontles	1.55	1.15
Calizas	2.85	2.45

Cuadro 5.3 Pesos volumétricos de Piedras artificiales y morteros

Piedras artificiales y morteros	Máximo Ton/m ³	Mínimo Ton/m ³
Mortero de cal y arena	1.50	1.40
Mortero de cemento y arena	2.10	1.90
Tabique macizo hecho a mano	1.50	1.30
Tabique macizo prensado	2.20	1.60
Bloque hueco de concreto ligero	1.30	0.90
Bloque hueco de concreto intermedio	1.70	1.30
Bloque hueco de concreto pesado	2.20	2.00

5.2.1 Peso volumétrico

El peso volumétrico del concreto para mampostería depende, fundamentalmente, del peso de los agregados y del proceso de fabricación (compactación dada la mezcla); y en menor grado de la dosificación de la mezcla.

Cuadro 5.4 Clasificación de las unidades de mampostería de concreto según su peso volumétrico.

Peso volumétrico Kg/m ³		
Peso liviano	Peso mediano	Peso normal
Menos de 1.680	De 1.680 hasta menos de 2.000	2.000 o mas





5.2.2 Resistencia a la compresión

La resistencia a la compresión es la principal cualidad que deben tener las unidades de mampostería, esta varía con el tipo de mampostería.

5.3 Tierra

5.3.1 Peso específico

El peso específico relativo de la mayoría de las partículas minerales constituyentes de un suelo (S_s) varía entre límites estrechos (2.60 a 2.90). Como ejemplo, el peso específico de un cuarzo es de 2.67 y el del feldespato es 2.6. En suelos con abundante hierro, S_s puede llegar a 3, en la turba se han llegado a medir valores de 1.5, debido a la presencia de materia orgánica. Los minerales de arcilla que constituyen la fracción coloidal de un suelo, pueden tener un peso específico promedio comprendido entre 2.80 y 2.90. Así pues, es normal que en un suelo real los minerales de las fracciones muy fina y coloidal tengan su peso específico relativo mayor que los minerales de la fracción más gruesa. El peso específico relativo de los sólidos de un suelo se determina en laboratorio.

5.3.2 Plasticidad

Existen suelos que al ser remoldeados, cambiando su contenido de agua si es necesario, adoptan una consistencia característica, que desde épocas antiguas se ha denominado *Plástica*. Normalmente este tipo de suelo se le ha llamado *arcilla*.

En la mecánica de suelos puede definirse *plasticidad* como *la propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse*.

5.3.3 Permeabilidad de los suelos

Se entiende por permeabilidad la propiedad que tiene un suelo de permitir pasar el agua por sus poros.





5.3.4 Compactación

Se entiende por compactación todo proceso de acción dinámica que aumenta la densidad de un suelo, al mismo tiempo que disminuye su compresibilidad.

5.4 Madera

5.4.1 Esfuerzos unitarios

5.4.1.1 Fuerzas. Puede definirse a una fuerza como lo que modifica o tiende a cambiar el estado de reposo o de movimientos de un cuerpo, o que hace que cambie de forma, si lo sujetan en su sitio otra fuerza o fuerzas. Con frecuencia, en los problemas de ingeniería se usan el término *kip*: un kip es una unidad que vale 1000 lb. En algunos reglamentos de construcción se usa el término *tonelada* en relación con las cargas unitarias admisibles en el desplante de los cimientos. Cuando se usa así, una tonelada es una unidad que vale 2000 lb.

5.4.1.2 Cargas. Una carga es la magnitud de una presión o tensión debida a la superposición de un peso. Los dos tipos más comunes en problemas de ingeniería, son los que se refieren a *cargas concentradas* y *cargas uniformemente distribuidas*.

Una carga *uniformemente distribuida* es la que tiene una magnitud uniforme en cada unidad de longitud, y que se ejerce sobre una parte o sobre toda longitud de un miembro estructural. Una vigueta que soporta una cubierta de piso es un ejemplo de viga que soporta una carga uniformemente distribuida. Hacemos notar que, en el diseño de vigas, la carga debida al peso propio constituye una carga uniformemente distribuida. Una carga producida por una viga que se apoya en una trabe es un ejemplo de *carga concentrada*. Pero en la práctica se considera que la carga de la viga obra a la mitad de su ancho es decir, como carga concentrada. Se aplica el término de *carga muerta* al peso de los materiales de construcción, al peso de las vigas, pisos, tabiques y columnas. La *carga viva* esta compuesta por el peso de los ocupantes, muebles, equipo, materiales almacenados y nieve. La *carga total* es la suma de las cargas muertas y vivas.





5.4.1.3 Esfuerzo unitario. Puede definirse el *esfuerzo unitario* como una resistencia interna, por unidad de área, que resulta ocasionada por la aplicación de una fuerza externa. Puede describirse como una fuerza resistente distribuida internamente.

5.4.1.4 Tipos de esfuerzos. Los tres tipos de esfuerzos diferentes en los que interesan principalmente son *compresión, tensión y corte*.

Un *esfuerzo de compresión* es el que se produce cuando una fuerza tiende a comprimir o aplastar un miembro estructural.

Esfuerzo a tensión es el que se produce, al aplicar una fuerza que tiende a estirar o alargar un miembro. Se produce un *esfuerzo cortante* cuando dos fuerzas iguales, paralelas y de sentido contrario, tienden a hacer resbalar, una sobre otra, las superficies contiguas de un miembro.

5.4.1.5 Deformación. Cuando una fuerza actúa sobre un cuerpo, se produce en el un cambio de tamaño o de forma; a este cambio se le llama deformación. Cuando las fuerzas axiales son de compresión y de tensión, las deformaciones son acortamientos o alargamientos, respectivamente. Cuando una fuerza obra en un miembro flexionándolo, como lo hacen las cargas en las vigas, la deformación se llama flecha. En las vigas, la deformación (flecha) debe mantenerse dentro de ciertos límites.

5.4.1.6 Limite de elasticidad. Para explicar los términos que se usan para identificar los diferentes esfuerzos, se estudiara el ejemplo siguiente: se coloca una pieza corta de madera en una maquina para pruebas de compresión. Se le aplica una carga que produce un esfuerzo unitario de 70.3 kg/cm^2 (1000 lb/plg^2) y se encuentra que la deformación es de 0.00152 cm (0.0006 plg). Cuando la carga produce un esfuerzo unitario de 140.6 kg/cm^2 (2000 lb/plg^2) la deformación aumenta 0.00152 cm (0.0006 plg) o sea que ahora la deformación total es de 0.00304 cm (0.0012 plg). Duplicando la carga, se duplica la deformación.





Al continuar la prueba, se encuentra que las deformaciones aumentan en proporción directa a la carga aplicada. A partir de este punto encontramos que las deformaciones comienzan a aumentar en mayor proporción que las cargas aplicadas. A este esfuerzo unitario se le llama *limite de elasticidad o limite de proporcionalidad del material*.

Elasticidad es la propiedad que permite a un cuerpo recuperar sus dimensiones originales, cuando se suprime la carga que las modificó. Sin embargo, esto ocurre solamente cuando el esfuerzo unitario no excede el límite de elasticidad. Después de este esfuerzo, se produce un alargamiento o acotamiento permanente, llamado deformación permanente.

5.4.1.7 Esfuerzo de ruptura. Supongamos que continúa con la prueba de compresión de la muestra anterior. Se encuentra que la rotura ocurre cuando el esfuerzo unitario ha alcanzado el valor de aproximadamente 597.5 kg/cm^2 ($8,500 \text{ lb/plg}^2$). A este esfuerzo se le llama *esfuerzo a la ruptura por compresión* (esfuerzo último), del material.

5.4.1.8 Modulo de elasticidad. El *modulo de elasticidad* de un material es la medida de su *rigidez*. Una muestra de acero sufre cierta deformación cuando se le somete a una carga dada, pero la muestra de madera de las mismas dimensiones, sometida a las mismas cargas, probablemente se deforme 20 veces más. Decimos que el acero es más rígido que la madera. Se llama modulo de elasticidad del material, la relación entre el esfuerzo unitario y la deformación unitaria, *con tal que el esfuerzo unitario no exceda el limite de elasticidad del material*.

Cuadro 5.5 Módulos de elasticidad de la madera

Tabla de Módulos de elasticidad	
Material	Valor Modulo de Elasticidad aproximado (Kg/cm^2)
Maderas duras (en dirección paralelas a las fibras)	$E = 100000 - 225000$
Maderas blandas (en dirección paralelas a las fibras)	$E = 90000 - 110000$

5.4.1.9 Esfuerzos unitarios permisibles. Al esfuerzo unitario permisible se le dan varios nombres: *esfuerzo de trabajo de seguridad, esfuerzo unitario de trabajo y esfuerzo permisible*.





Por lo general, se determina tomando una fracción del esfuerzo a la ruptura o del límite de elasticidad. Puesto que los esfuerzos superiores al límite de elasticidad producen deformaciones permanentes, es obvio que los esfuerzos unitarios de seguridad deben ser mucho menores que el límite de elasticidad.

5.4.2 Densidad de la madera

El peso específico de las diferentes especies de madera, lo determinan las diferencias de disposición y tamaño de las células huecas, así como el espesor de las paredes de las células. La resistencia de la madera está íntimamente relacionada con su densidad.

El término *hilo o veta apretada* se refiere a la madera que tiene anillos anuales angostos, con separaciones muy pequeñas. Cuando se trata de hacer cálculos, se toma como peso promedio de la madera 40 lb por pie³ o bien 643 kg / m³.

5.5 Acero

5.5.1 Propiedades mecánicas de los metales estructurales

El mayor esfuerzo para el cual tiene aplicación la ley de Hooke, o el punto más alto sobre la porción de la línea recta del diagrama esfuerzo-deformación, es el llamado *límite de proporcionalidad*. El mayor esfuerzo que puede soportar el material sin ser deformado permanentemente, es llamado límite elástico. En realidad, este valor es medido en muy pocas ocasiones y, para la mayor parte de los materiales de ingeniería, incluyendo el acero estructural, es sinónimo de límite de proporcionalidad. Por tal motivo, algunas veces se usa el término *límite elástico de proporcionalidad*.

Al esfuerzo que corresponde un decisivo en el alargamiento o deformación, sin el correspondiente incremento en esfuerzo, se conoce por *límite de fluencia*. Este es también el primer punto, sobre el diagrama esfuerzo-deformación, donde la tangente a la curva es horizontal.





Probablemente el punto de fluencia es para el proyectista la propiedad más importante del acero, ya que los procedimientos para diseñar elásticamente están basados en dicho valor (con excepción de miembros sujetos a compresión, donde el pandeo puede ser un factor). Los esfuerzos permisibles usados en estos métodos son tomados usualmente como fracción (%) el límite de fluencia. Mas allá de tal límite, existe una zona en la cual ocurre un considerable incremento en la deformación, sin incrementos en el esfuerzo. La deformación que ocurre antes del punto de fluencia, se conoce como *deformación elástica*; la deformación que ocurre después del punto de fluencia, sin incremento en el esfuerzo, se conoce como *deformación plástica*. El valor total de esta última, es usualmente de 10 o 15 veces el valor de la deformación elástica total.

Podría suponerse que la fluencia del acero, sin incremento de esfuerzo, es una seria desventaja, pero actualmente es considerada como una característica muy útil. A menudo ha desempeñado el admirable servicio de prevenir fallas debidas a omisiones o errores de diseño.

Pudiera ser que un punto de la estructura de acero dúctil alcanzara el punto de fluencia, con lo que dicha parte de la estructura cedería localmente, sin incremento del esfuerzo, previniendo así una falla prematura.

Esta ductilidad permite que los esfuerzos de la estructura de acero puedan reajustarse. Otro modo de describir este fenómeno es diciendo que los muy altos esfuerzos causados durante la fabricación, montaje o carga, tenderán a uniformarse y compensarse por si mismos. También debe decirse que una estructura de acero tiene una reserva de deformación plástica que le permite resistir sobrecargas y choques súbitos. Si no tuviera esa capacidad, podría romperse bruscamente, como sucede con el vidrio y otras sustancias semejantes.

Siguiendo la deformación plástica, existe una zona donde es necesario un esfuerzo adicional para producir deformación adicional, que es llamada de *endurecimiento por deformación*. Esta porción del diagrama no es muy importante para el diseñador actual.





En la figura 5.1 se muestra un diagrama esfuerzo – deformación para acero dulce estructural, que es bien conocido. Solo se muestra la parte inicial de la curva por la gran deformación que ocurre antes de la falla. En la falla de los aceros dulces, las deformaciones totales son del orden de 150 a 200 veces las deformaciones elásticas. En realidad, la curva continuara hasta el esfuerzo correspondiente a la resistencia final y luego descenderá, “le saldrá cola”, antes de la ruptura. Se presentan una aguda reducción (llamada estrangulamiento, cuello), en la sección transversal del miembro, seguida de la ruptura.

La *curva esfuerzo – deformación* de la figura 5.1 es una curva típica de un acero usual dúctil de grado estructural y se supone que es la misma para miembros a tensión o en compresión. (Los miembros en compresión deben ser cortos, ya que si son largos, la compresión tiende a pandearlos lateralmente, y sus propiedades se ven afectadas grandemente por los momentos flexionantes). La forma del diagrama varia con la velocidad de carga, el tipo de acero y la temperatura.

En la figura 5.1, se muestra con línea interrumpida, una variación del tipo mencionado, indicándose *el límite superior de fluencia*. Esta forma de la curva esfuerzo – deformación, es el resultado de aplicar rápidamente la carga al acero estructural laminado, en tanto que el limite inferior de fluencia corresponde a carga aplicada lentamente.

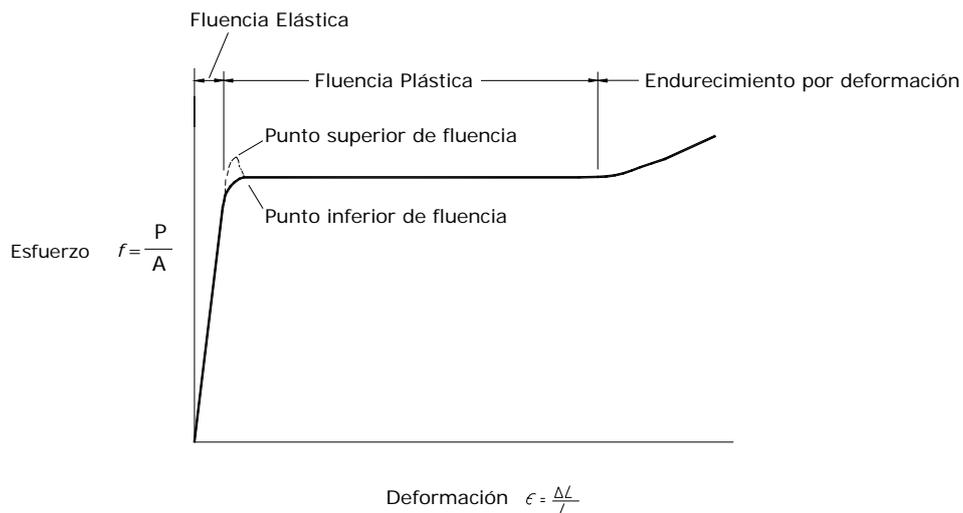


Figura 5.1 Diagrama típico Esfuerzo – Deformación para el acero estructural laminado





Una propiedad muy importante de una estructura que no haya sido cargada mas allá de su punto de fluencia, es que recuperara su longitud original cuando se le retire la carga. Si se hubiere llevado mas allá de este punto, solo alcanzaría a recuperar parte de su dimensión original. Este conocimiento conduce a la posibilidad de probar una estructura existente mediante carga, descarga y medición de deflexiones. Si después de que las cargas se han retirado, la estructura no recobra sus dimensiones originales, es porque se ha visto sometida a esfuerzos mayores que su punto de fluencia.

El acero es un compuesto que consiste totalmente de hierro (normalmente mas de 98 %). Contiene también pequeñas cantidades de carbono, sílice, manganeso, azufre, fósforo y otros elementos. El carbono es el material que tiene mayor efecto en las propiedades del acero. La dureza y resistencia aumentan a medida que el porcentaje de carbono se eleva, pero desgraciadamente el acero resultante es más quebradizo y su soldabilidad disminuye considerablemente. Una menor cantidad de carbono hace al acero más suave y más dúctil pero también menos resistente. La adición de elementos tales como, sílice y níquel produce aceros considerablemente más resistentes. Estos aceros, por lo tanto, son apreciablemente mas costosos y a menudo no son tan fáciles de elaborar.

5.5.1.1 Modulo de elasticidad. El *modulo de elasticidad* de un material es la medida de su *rigidez*.

Cuadro 5.6 Tabla Modulo de Elasticidad del acero

Tabla de Módulos de elasticidad	
Material	Valor Modulo de Elasticidad aproximado (Kg/cm ²)
Acero	$E = 2100000$
Hierro de fundición	$E = 1000000$

5.5.1.2 Otras Propiedades. Estas propiedades incluyen la densidad de masa del acero que es de 490 lb/ft³ ó 7.85 ton/m³.





5.5.2 Aceros Estructurales Modernos

Las Propiedades del acero pueden combinarse en gran medida variando las cantidades presentes de carbono y añadiendo otros elementos como silicio, níquel, manganeso y cobre. Un acero que tenga cantidades considerables de estos últimos elementos se denomina acero aleado.

Aunque esos elementos tienen un gran efecto en las propiedades del acero, las cantidades de carbono y otros elementos de aleación son muy pequeños. El contenido de carbono en el acero es casi siempre menor que el 0.5 en peso y es muy frecuente que sea de 0.2 a 0.3 %.

La composición química del acero es de gran importancia en sus efectos sobre las propiedades del acero tales como la soldabilidad, la resistencia a la corrosión, la resistencia a la fractura, etc. El carbono en el acero incrementa su dureza y su resistencia, pero al mismo tiempo reduce su ductibilidad igual que lo hacen el fósforo y el azufre. Los aceros estructurales se agrupan generalmente según varias clasificaciones principales de la ASTM (American Society for Testing and Materials): los aceros de propósitos generales (A36), los aceros estructurales de carbono (A529), los aceros estructurales de alta resistencia y baja aleación (A441 y A 572), los aceros estructurales de alta resistencia, baja aleación y resistentes a la corrosión atmosférica (A242 Y A588) y la placa de acero templada y revenida (A514).





Cuadro 5.7 Aceros Estructurales Modernos

Designación de la ASTM	Tipo de Acero	Formas	Usos Recomendados	Esfuerzo mínimo de fluencia ^a , F_y en kg/cm ²	Resistencia especificada mínima a la tensión ^b , F_u en kg/cm ²
A36	Al carbono	Perfiles, barras y placas	Puentes, edificios y otras estructuras atornilladas, soldadas o remachadas	2530	4077 – 5624
A529	Al carbono	Perfiles, placas hasta 12.7 mm (½")	Similar al A36	2952	4218 – 5975
A441	De alta resistencia y baja aleación	Perfiles, placas y barras hasta 203 mm (8")	Similar al A36	2812 – 3515	4218 – 4921
A572	De alta resistencia y baja aleación	Perfiles, placas y barras hasta 152 mm (6")	Construcciones atornilladas, soldadas o remachadas.	2952 – 4569	4218 – 5624
A242	De alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión atmosférica	Perfiles, placas y barras hasta 101 mm (4")	Construcciones atornilladas, soldadas o remachadas; técnica de soldado muy importante	2952 – 3515	4429 – 4921
A588	De alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión atmosférica	Placas y barras	Construcciones atornilladas y remachadas	2952 – 3515	4429 – 4921
A514	Templados y revenidos	Placas solo hasta 101 mm (4")	Estructuras soldadas con mucha atención a la técnica empleada; no se use si la ductibilidad es importante	6327 – 7030	7030 – 9139

^a Los valores F_y varían con el espesor y el grupo

^b Los valores F_u varían con el grado y el tipo





El acero al carbono es el más común, tiene una ductilidad excelente, lo que permite que se utilice en muchas operaciones de formado en frío. El acero también se puede soldar con facilidad. Los aceros de alta resistencia se utilizan mucho en proyectos de ingeniería civil.

El acero es uno de los más importantes materiales estructurales. Entre sus propiedades de particular importancia en los usos estructurales, están la alta resistencia, comparada con cualquier otro material disponible, y la ductilidad.

5.5.3 Resistencia del acero

En todo diseño de acero se tiene en consideración la resistencia de fluencia del material. La resistencia de fluencia de diversos grados que están disponibles para el diseño como se puede ver en la tabla 5.7. La *resistencia de fluencia* es el mínimo valor garantizado por el productor de acero y que se basa en el promedio estadístico y la consideración del valor mínimo de fluencia obtenido mediante un gran número de pruebas. Así, para el acero A – 36, el valor garantizado es $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ (36000 lb/in²), y así como se puede observar en la tabla 5.7.



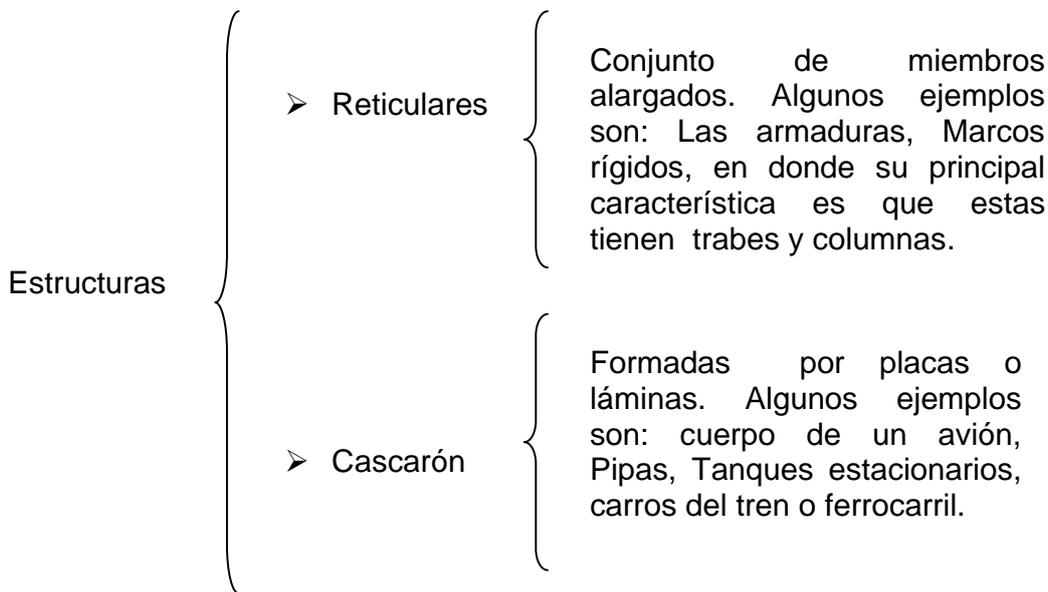


VI. ESTRUCTURAS

Una estructura puede concebirse como un sistema, es decir, como un conjunto de partes o componentes que se combinan en forma ordenada para cumplir una función dada.

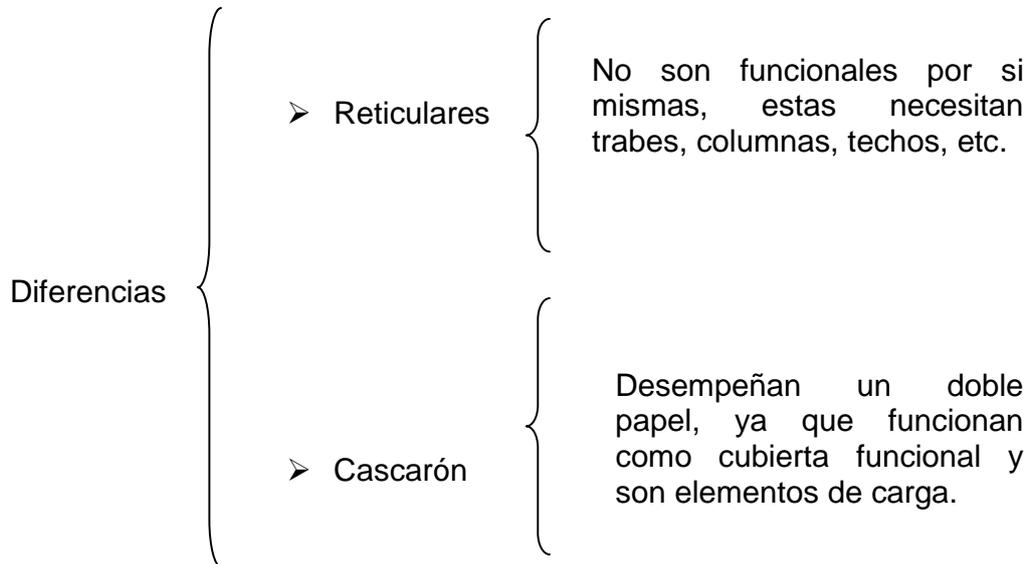
La función puede ser: salvar un claro, como en los puentes; encerrar un espacio, como sucede en los distintos tipos de edificios, o contener un empuje, como en los muros de contención, tanques o silos. La estructura debe cumplir con la función a la que esta destinada con un grado razonable de seguridad y de manera que tenga un comportamiento adecuado en las condiciones normales de servicio.

6.1 Clasificación de las estructuras





6.1.2 Diferencia entre estructuras de cascarón y reticulares



6.2 Causas principales de falla en estructuras de acero

Las causa principales de falla en estructuras de acero son: sismo (Falla frágil en conexiones soldadas), Fatiga, Vibración, Corrosión, Fuego, Viento y eventualmente explosiones.

6.2.1 Pandeo. Probablemente la causa que con mayor frecuencia ha provocado la falla de estructuras metálicas es el pandeo de alguno de sus elementos o de la construcción en conjunto. La solución con relación a este tipo de falla es por consiguiente el *contraventeo*.

6.2.2 Daños en conexiones. Han sido causa frecuente de fallas en construcciones metálicas. Estos defectos en gran cantidad de casos, se han debido a la omisión en planos y especificaciones de los detalles necesarios para fabricar las juntas y a la falta de los planos de fabricación y montaje que a partir de estos detalles deben elaborarse. La principal falla podría ser el *detalle*.





6.2.3 Falla frágil. Bajo determinadas circunstancias una estructura puede fallar en forma repentina sin muestras de deformación previa y a esfuerzos mucho mas bajos a lo que en teoría, debieran de producir. Esto ocurre en materiales frágiles, a bajas temperaturas y en presencia de muescas, grietas, soldaduras mal ejecutadas u otros defectos del mismo tipo, en lo que se inicia la falla invariablemente. Algunos factores que influyen en la resistencia a falla frágil son: presencia de muescas, temperatura de servicio, estados de esfuerzos. Para minimizar la posibilidad de una falla frágil se recomienda lo siguiente: eliminar concentraciones severas de esfuerzos, suprimir en lo posible muescas, grietas o tomar medidas para impedir su propagación, anular puntos de soldadura entre otros.

6.2.4 Fatiga. Se presenta por ejemplo si una estructura se sujeta a cargas que varían cíclicamente puede fallar después de un número mas o menos grande de aplicaciones de carga aun bajo esfuerzos muy inferiores a los correspondientes al limite de fluencia del material. La falla por fatiga se presenta en tres etapas: se inicia una grieta microscópica, se propaga la grieta hasta su tamaño crítico y se excede la resistencia del elemento agrietado y se produce la falla. Se recomienda revisar periódicamente la construcción reparando defectos tales como muescas, grietas, corrosión y lugares de concentración de esfuerzos en que pudiera iniciarse la falla.

6.2.5 Vibraciones. Una estructura puede fallar por vibraciones cuando deja de servir a los fines a que fue destinada. Una vibración excesiva es, en ese sentido, una falla y debe por lo tanto, tomarse medidas durante el diseño para prevenirlas, así como establecer criterios para controlarlas si llegan a presentarse. La magnitud de la vibración depende de las características de la estructura y de la acción que la provoca. La *rigidez* es la que puede evitar que una estructura falle por vibraciones.

6.2.6 Corrosión. La mayor parte de los metales al exponerse al medio ambiente sin protección reaccionan con los elementos de este ambiente dando lugar así al fenómeno de corrosión. El producto de la corrosión se deposita sobre el material y este reduce su espesor. Los aceros resistentes a la corrosión son caros y es por ello que se recurre a otro procedimiento para protegerlos, se utilizan pinturas o compuestos asfálticos que lo





aíslan o bien se protegen con una capa de zinc en el proceso denominado galvanizado. Para no tener efectos de la corrosión se recomienda *mantenimiento*.

6.2.7 Fuego. Para temperaturas grandes el acero debe aislarse terminantemente con materiales resistentes al fuego. Los edificios de acero cuyas condiciones externas e internas no permiten que en caso de incendio se alcancen altas temperaturas (400°C) no requerirán en general ninguna protección y pueden considerarse resistentes al fuego.

6.3 Elementos Estructurales

Algunos de los elementos más comunes de que constan las estructuras son los siguientes:

6.3.1 Tirantes. Los miembros estructurales sometidos a una fuerza de tensión se denominan *tirantes*. Debido a la naturaleza de esta carga, estos miembros son esbeltos y para formarlos se escogen perfiles redondos, rectangulares (varillas y barras), ángulos, canales, etc.,

6.3.2 Vigas. Las vigas son usualmente miembros horizontales rectos usados principalmente para soportar cargas transversales a su eje. A menudos se clasifican según la manera en que están apoyadas.

6.3.3 Columnas. Los miembros que generalmente son verticales y resisten cargas axiales de compresión se conocen como *columnas*.

Para columnas metálicas se suelen usar secciones tubulares y secciones de patín ancho y para las de concreto son usuales las secciones circulares y cuadradas con barras de refuerzo. En ocasiones, las columnas están sometidas a carga axial y a momento de flexión.





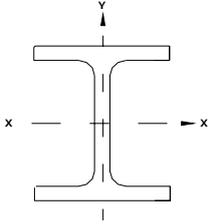
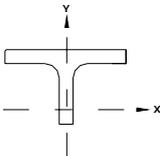
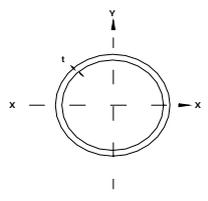
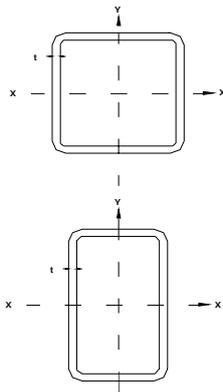
A continuación se muestran los perfiles comerciales utilizados en las estructuras de acero:

Cuadro 6.1 Designación, usos principales e inconvenientes de los perfiles estructurales laminados

Perfil	Nombre		Designación		Usos mas comunes e inconvenientes
	AHMSA	IMCA	AHMSA	IMCA	
	Angulo perfil estándar	Angulo de lados iguales	APS ala x espesor	LI tamaño x espesor	Se usa principalmente en armaduras (cuerdas, diagonales y montantes) de techo y en ocasiones como vigas principales de marcos rígidos, contraventeos, puntales, columnas de celosía, como elementos de conexión, etc. Su arreglo como miembros armados puede ser en cajón, en espalda o en estrella.
	Angulo perfil estándar	Angulo de lados desiguales	APS alas x espesor	LD tamaño x espesor	Mismos usos que los descritos anteriormente. En perfiles de calidad comercial se recomienda tener precauciones, debido a que en el mercado existen muchas empresas productoras que incumplen con los requisitos de calidad que establecen las normas.
	Canales perfil estándar	Perfil C estándar	CPS peralte x peso	CE peralte x peso	Su trabajo como viga es inadecuado, por tener exceso de material en el alma. En cambio como sección armada (columna) trabaja en condiciones favorables. Se emplea como larguero de fachada en edificios industriales.
	Vigas I perfil estándar	Perfil I estándar	IPS peralte x peso	IE peralte x peso	Como viga trabaja en forma adecuada, sin embargo se prefiere el perfil IPR, por tener mejor distribución del material en los patines y alma. Presenta problemas al hacer las conexiones por tener patines de sección variable. En Guadalajara tiene mucha demanda, debido a que se emplea profusamente en los sistemas de piso a base de vigueta y bovedilla en estructuras de edificios.
AHMSA Altos Hornos de México, S.A de C.V IMCA Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C					

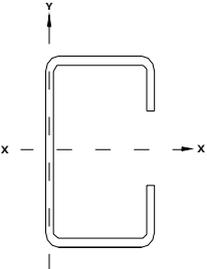
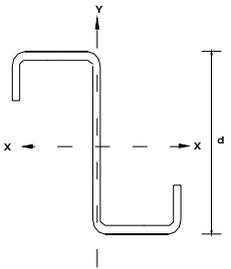
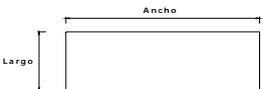
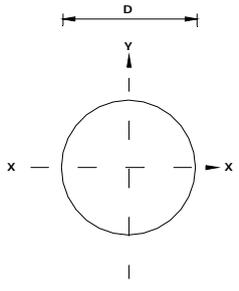




Perfil	Nombre		Designación		Usos mas comunes e inconvenientes
	AHMSA	IMCA	AHMSA	IMCA	
	Perfil IPR	Perfil I rectangular	IPR peralte x ancho de patín x peso	IR peralte x peso	Se ha popularizado su uso como viga. No es una sección ideal para columna porque tiene propiedades geométricas desfavorables en la dirección Y – Y, pero si es mejor que el perfil IPS. La serie de perfiles más eficiente utilizada como columna es la de 356 mm de peralte (14 in). Su forma abierta facilita las conexiones con las vigas del mismo tipo.
	Perfil TPR	Perfil T rectangular	TPR peralte x ancho de patín x peso	TR peralte x peso	Su uso principal es en cuerdas de armaduras, debido a que se facilita la unión de diagonales y montantes, soldándolas al alma.
	Tubo circular	Tubo circular	Diámetro exterior ´ espesor de pared	OC diámetro exterior ´ espesor de pared	Perfil con dos ejes de simetría y propiedades geométricas iguales alrededor de sus dos ejes principales. Se usa frecuentemente en estructuras espaciales o tridimensionales y en elementos de contraventeos para el refuerzo de estructuras de concreto dañadas por sismo. Tiene ciertas complicaciones para conectarse entre si.
	Perfil Estructural Rectangular ó Perfil Tubular Rectangular	Tubo cuadrado o rectangular	PER o PTR lado x lado x espesor (Designación HYLSA)	OR Tamaños x espesor	Perfil con dos ejes de simetría y propiedades geométricas favorables para trabajar en tensión, compresión, flexión y torsión. Se utiliza en cuerdas, diagonales y montantes de armaduras, estructuras espaciales, postes, etc. Los tubos de espesores de pared delgados tienen problemas de soldabilidad, por lo que se recomienda el empleo de electrodos adecuados como el 7018.
AHMSA Altos Hornos de México, S.A de C.V IMCA Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C					





Perfil	Nombre		Designación		Usos mas comunes e inconvenientes
	AHMSA	IMCA	AHMSA	IMCA	
	Canal perfil ligero dos patines atiesados	Perfil C formado en frío	CPL2 peralte	CF peralte x calibre	Largueros de techo y de pared en edificios industriales, columnas en cajón, en estructuras ligeras. Tiene problemas de soldabilidad por sus espesores delgados, por lo que se recomienda el uso de electrodos convenientes.
	Z perfil ligero dos patines atiesados	Perfil Z formado en frío	ZPL2 peralte	ZF peralte x calibre	Mismos usos y observación que perfil anterior, aunque en los últimos años su empleo ha disminuido considerablemente, por tener propiedades geométricas desfavorables.
	Plancha o placa	placa	Ancho x largo x espesor	Ancho x largo x espesor	Tiene una gran variedad de aplicaciones cuando no se consiguen perfiles laminados. Se utiliza en la fabricación de miembros armados (vigas y columnas de tres o cuatro placas soldadas), placas base de columnas, cubreplacas, placas de concesión, celosías, atiesadotes, diafragmas, etc.
	Acero redondo	Redondo sólido liso	Diámetro	OS diámetro	Su uso principal es en elementos en tensión, anclas ó pernos de anclaje en placas base de columnas, celosías de armaduras, tirantes en contraventeos de estructuras ligeras, etc.
AHMSA Altos Hornos de México, S.A de C.V IMCA Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C					





6.4 Tipos de Carga actuantes en las Estructuras

6.4.1 Cargas de Gravedad

Las cargas de gravedad incluyen todo tipo de carga, en virtud del peso, inducen esfuerzos en la estructura. Las principales son: el peso, el peso muerto, las cargas vivas y las cargas de nieve.

6.4.1.1 Cargas

Es quizás la tarea mas importante y difícil que se debe estimar de manera precisa de las cargas que recibirá una estructura durante su vida útil. Después que se han estimado las cargas es necesario investigar las posibles combinaciones más desfavorables que pueden ocurrir en un momento dado.

6.4.1.2 Carga muerta o “Peso estimado de armaduras”

Las cargas muertas son cargas de magnitud constante que permanecen fijas en un mismo lugar. Estas son el peso propio de la estructura y otras cargas permanentemente unidas a esta. Para diseñar una estructura es necesario estimar los pesos o cargas muertas de sus partes. Los tamaños y pesos exactos de las partes no se conocen hasta que se hace el análisis estructural y se seleccionan los miembros de la estructura, determinados de acuerdo con el diseño, deben compararse con los pesos estimados. Si se tiene grandes discrepancias, será necesario repetir el análisis y efectuar el diseño con una estimación mas precisa de las cargas. Una carga muerta estructural puede estimarse satisfactoriamente por medio de formulas basadas en los pesos y tamaños de estructuras similares.

6.4.1.3 Cargas vivas

Las cargas vivas son aquellas que pueden cambiar de lugar y magnitud. Dicho simplemente, todas las cargas que no son muertas, son vivas. Las cargas que se mueven bajo su propio impulso como camiones, gente, grúas, etc., se denominan cargas móviles y aquellas que pueden ser desplazadas, como muebles, materiales en un almacén, nieve, etc., se denominan cargas movibles.





Otras cargas vivas son aquellas causadas al construir, viento, lluvias, sismo, voladuras, suelos y cambios de temperatura.

6.4.1.3.1 Cargas de piso

El peso mínimo de las cargas vivas que se debe usarse en el diseño de pisos de edificios. Los valores varían de ciudad en ciudad.

6.4.1.3.2 Cargas por hielo y nieve

Las precipitaciones de hielo y nieve varían con el clima y cantidad retenida por una cubierta depende de su *proporción* y el tipo de superficie. Las cubiertas de madera, asbesto o similares retendrán mayor cantidad que las tejas planas o las metálicas. Una pulgada de nieve equivale aproximadamente a 2.44 kg/m^2 (0.5 lb / pie^2), pero puede ser mayor en elevaciones menores, donde la nieve es mas densa. Para los diseños de techos se usan cargas de nieve de 48.8 a 195.2 kg/m^2 (10 a 40 lb / pie^2); la magnitud depende principalmente de la pendiente del techo y en menor grado de la índole de la superficie de este. Los valores mayores se usan para techos horizontales y los menores para techos inclinados.

6.4.1.3.3 Lluvia

El agua en un techo sin pendiente se acumula mas rápidamente que lo que tarda en escurrir, el resultado se denomina *encharcamiento*; la carga aumentada ocasiona que el techo se reflexione en forma de plato, que entonces puede contener mas agua, lo que a su vez causa mayores deflexiones. Este proceso continua hasta que se alcanza el equilibrio o el colapso de la estructura. El encharcamiento es un problema ya que puede llegar a causar fallas en el techo.

6.4.1.3.4 Cargas de impacto

Las cargas de impacto las causan la vibración de las cargas móviles. Las cargas de impacto son iguales a la diferencia entre la magnitud de las cargas realmente generadas y la magnitud de las cargas consideradas como muertas.





6.4.1.3.5 Cargas laterales

Las cargas laterales son de dos tipos principales: de viento y de sismo. Las cargas de viento varían con la localidad geográfica, las alturas sobre el nivel del terreno, los tipos de terreno que rodean a los edificios, incluyendo otras estructuras y algunos otros factores. Las fuerzas de viento actúan como presiones sobre las superficies verticales a barlovento, como presiones o succiones sobre superficies inclinadas a barlovento (dependiendo de la pendiente) y como succiones sobre superficies planas y superficies verticales o inclinadas a sotavento (debido a la creación de presiones negativas o vacíos).

En muchas áreas del mundo son sísmicas y es necesario considerar en ellas las fuerzas sísmicas en el diseño de edificios tanto altos como bajos. Durante un sismo se presenta una aceleración en el terreno, la cual puede descomponerse en sus componentes horizontal y vertical. Generalmente, la componente vertical de la aceleración es insignificante, pero no así la horizontal que puede ser muy intensa.

6.4.1.3.6 Cargas longitudinales

Las cargas longitudinales son otro tipo de carga que necesita considerarse en el diseño de ciertas estructuras. Al detenerse un tren sobre un puente o un camión en un puente carretero, se generan fuerzas longitudinales.

6.4.1.5 Otras cargas vivas

Existen otros tipo de cargas vivas que se debe de considerar, como lo son: *presiones del suelo* (como ejercidas por la presión lateral de la tierra en muros o las ejercidas verticalmente contra las cimentaciones), *las presiones hidrostáticas* (como la presión del agua sobre cortinas de presas, las fuerzas de inercia de grandes cantidades de agua durante un sismo y las subpresiones sobre tanques y estructuras de cimentación); *las cargas de explosiones* (causadas por explosiones, roturas de la barrera del sonido, armamentos); *las fuerzas térmicas* (debidas a cambios de temperatura que ocasionan deformaciones que, a su vez, generan fuerzas estructurales); *fuerzas centrifugas* (como las causadas en puentes curvos por camiones o trenes , etc.)





VII. TECHOS

7.1 Definición

Se denomina cubierta o techo a la superficie entramada que cierra una edificación por su parte superior, destinada a proteger su interior de los agentes climatológicos dando una adecuada evacuación, a la vez que se asegura del agua de lluvia, proporcionando al mismo tiempo un aislamiento térmico acústico al conjunto así obtenido.

Los techos pueden ser permanentes o provisionales, dependiendo de los materiales de lo que estén elaborados. Para la elaboración de los techos existen desde: paja, sácate, tejamil, palapa, tablas, piedras, etc., hasta materiales de ladrillo, madera, plástico, asbesto, acrílico, lamina, concreto, etc.

Los techos en cuanto a su forma son: planos horizontales, planos inclinados y curvos. Los planos inclinados se manufacturan con una gran variedad de materiales y pueden ser de varias aguas.

7.2 Tipos de materiales para Techo

7.2.1 Techos de concreto

Los techos de concreto reforzado se construye de manera similar a los pisos de concreto reforzado y pueden ser sólidos, aligerados. Las losas para los techos se refuerzan frecuentemente con varillas de acero en ambas direcciones, las varillas mas largas siguen el claro y deban empotrarse en los muros cuando menos 100mm. Por lo general la losa tiene un acabado horizontal y el declive se obtiene con una plantilla, posiblemente una con un agregado ligero para mejorar el aislamiento térmico. Se pueden instalar respiraderos para eliminar el aire atrapado y la humedad proveniente de abajo de la cubierta del techo.





7.2.2 Techos hechos a base de vigas y tablas de madera

Para lograr este tipo de techumbre se utilizan, por lo general, vigas de madera de ocote y oyamel de 10x20 cm como base para recibir tabla de $\frac{3}{4}$ "x4"x6" traslapados 2" y clavados con clavos de 1 $\frac{1}{2}$ " y como impermeabilizante se utiliza chapapote liquido.

7.2.3 Techo tierra-cemento

La construcción de esta techumbre es muy económica y practica para lugares rurales, además, presenta la ventaja de ser muy fresca y mantener temperaturas muy agradable en lugares calurosos, se emplean vigas de madera de escuadras variables con separación aproximada de 40 a 60 cm centro a centro. Una vez colocadas se clavan o se amarran sobre tablas, varas, tejamil, carrizos u otate en sentido contrario de las vigas, para posteriormente sobre estas hacer una cama con varas o bambú delgado lo más cerrado posible, para tender sobre esta cama una capa con una mezcla de tierra- cemento con un espesor de 5 a 10 cm.

7.2.4 Techo de teja de barro

Este tipo de techumbre es muy recomendable para climas templados y calientes, ya sean húmedos o secos. Su construcción es sencilla y barata, los materiales que intervienen son las tejas de barro recocido deberán ser de aspecto uniforme y homogéneo, no deberá presentar grietas ni chipotes y pueden ser naturales, vibradas o pintadas.

7.2.5 Techo de bóveda

Se construyen colocando vigas de madera sobre dos muros extremos con la pendiente adecuada y con separaciones variables entre la viga de 50 a 80 cm según el tamaño del ladrillo por colocar. La escuadra de las vigas están en razón directa al claro que van a cubrir. Las vigas quedaran bien asentadas y fijas en su lugar rellenando los huecos entre ellas con el material del muro y una mezcla del cemento cal-arena.





7.2.6 Techo de teja de asbesto-cemento

La colocación de este tipo de material se hace, por lo regular, sobre una cubierta de madera con pendiente con respecto a la horizontal de 30° a 45° según el lugar.

Deberá empezarse de abajo hacia arriba cortando con cerrote a la mitad la primera hilada de tejas, se cuidara el recto cuatrapeo de acuerdo con las indicaciones del fabricante, de tal manera que en un metro cuadrado entren 9 tejas de 40x40 cm y 16 de 30x30 cm. Para su fijación se emplean clavos o arpones especiales.

7.2.7 Techo de lámina de metal

Es importante señalar, que corporativamente con el asbesto, estas laminas no sufren fracturas ni grietas, pero no presentan aislamiento contra el frío y el calor, conviene su uso en naves de uso industrial y climas templados.

7.2.8 Techos de estructura mixtas

Primeramente se colocan láminas de metal siguiendo las indicaciones para techumbres de asbesto. Las canaletas de las láminas deben colocarse en sentido perpendicular en los apoyos que descansan, pues dicho objeto de las canaletas es mejorar la resistencia de las láminas.

Las cubiertas o techos, pueden ser simples, es decir cuando están formadas por elementos sustentantes de una sola clase, como son los pares de igual longitud, apoyados convenientemente y siguiendo la línea de máxima pendientes del techo.

Se denominan *compuestas*, cuando los elementos planos de las cubiertas o techos no son resistentes de por si para su sustentación, siendo por tanto preciso el empleo de las cerchas o armaduras.



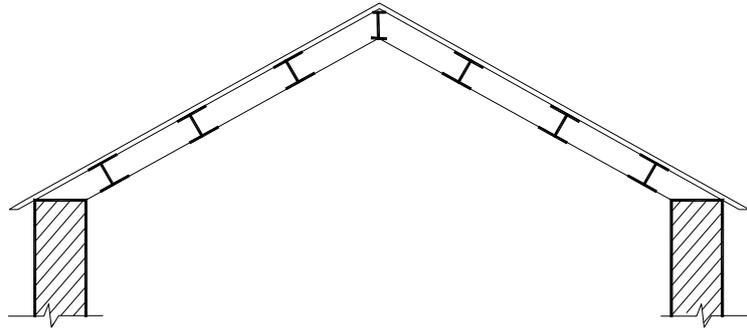


Figura 7.1 Ejemplo de un Techo

7.3 Inclinación de las armaduras

7.3.1 Claro. El claro de una armadura es la distancia entre sus nudos extremos. Cuando una armadura está soportada por muros, generalmente se considera el claro como la distancia de centro a centro de los apoyos en estos muros.

Si la armadura forma un marco con columnas en los extremos, entonces el claro se toma como la distancia entre las caras exteriores de las columnas.

7.3.2 Peralte. Es la distancia vertical de la cumbrera a la línea que une los apoyos de la armadura.

7.3.3 La inclinación. La inclinación de un techo se puede expresar de diferentes maneras. Un método común es expresarla en términos de la relación del peralte al claro.

Por ejemplo, una inclinación de un medio, indica que la armadura tiene como peralte la mitad del claro; un claro de 14.6 m (48 ft) un peralte de 3.6 m (12 ft) se conoce como una inclinación de un cuarto.

Otro método de designar la inclinación, es dar el ángulo que la cuerda superior hace con la cuerda inferior, por ejemplo 30° ó 45° de inclinación.





Para armaduras simétricas, la *base* es la mitad del claro y frecuentemente, la inclinación se expresa como la relación del peralte a la base, generalmente en metro/metro. A menudo, a esta relación se le llama *pendiente*.

La siguiente tabla presenta varias inclinaciones para los parámetros del techo y sus equivalencias en grados y en pendientes.

Cuadro 7.1 Inclinación de Techos

Inclinación	1/8	1/6	1/5	1/4	1/3.46	1/3	1/2
Grados	14° 3'	18° 26'	21° 48'	26° 34'	30° 0'	33° 40'	45° 0'
Pendiente	3:12	4:12	4.8:12	6:12	6.92:12	8:12	12:12

Se considera generalmente que una pendiente de 6:12 es probablemente la más económica para los claros usuales.

Los techos se conocen como *planos inclinados*. Cuando la pendiente es menor de 2:12, se dice que el techo es plano. Como techos inclinados se conocen todos aquellos que exceden esta relación. Con mucha frecuencia la inclinación de un techo se determina por consideraciones estéticas o bien puede ser que la inclinación del techo este limitada por el tipo de material generalmente por consideraciones económicas.

Se considera generalmente que una pendiente 6:12 es probablemente la mas económica para claros usuales. Los techos con inclinaciones fuertes deben resistir mayores cargas de viento y requieren el uso de una mayor cantidad de material para cubrir el techado, mientras que las inclinaciones menos fuertes originan mayores esfuerzos en los miembros de la armadura.

7.4 Partes de una armadura

Una armadura esta compuesta por las cuerdas superiores e inferiores y por los miembros del alma.

7.4.1 Cuerda superior. La cuerda superior consta de la línea de miembros mas alta que se extiende de un apoyo a otro pasando por la cumbrera.

Para armaduras triangulares, el esfuerzo máximo en la cuerda superior ocurre generalmente en el miembro contiguo al apoyo.





7.4.2 Cuerda inferior. La cuerda inferior de una armadura esta compuesta por la línea de miembros más baja que va de un apoyo a otro. Como en la cuerda superior, el esfuerzo máximo en la cuerda inferior de armaduras triangulares, se establece en el miembro adyacente al apoyo.

7.4.3 Miembros del alma. Son los miembros que unen las juntas de las cuerdas superior e inferior, y dependiendo de sus posiciones se llaman *verticales* o *diagonales*.

7.4.4 Tirantes. En base al tipo de los esfuerzos, son los miembros sometidos a tensión.

7.4.5 Puntales. En base al tipo de los esfuerzos, son los miembros sometidos a compresión.

7.4.6 Junta de talón y Cumbre. La junta en el apoyo de una armadura triangular se llama *junta de talón*, y la junta en el pico mas alto se llama *cumbre*.

7.4.7 Nudos. Son los puntos en donde se unen los miembros del alma con la cuerda superior e inferior.

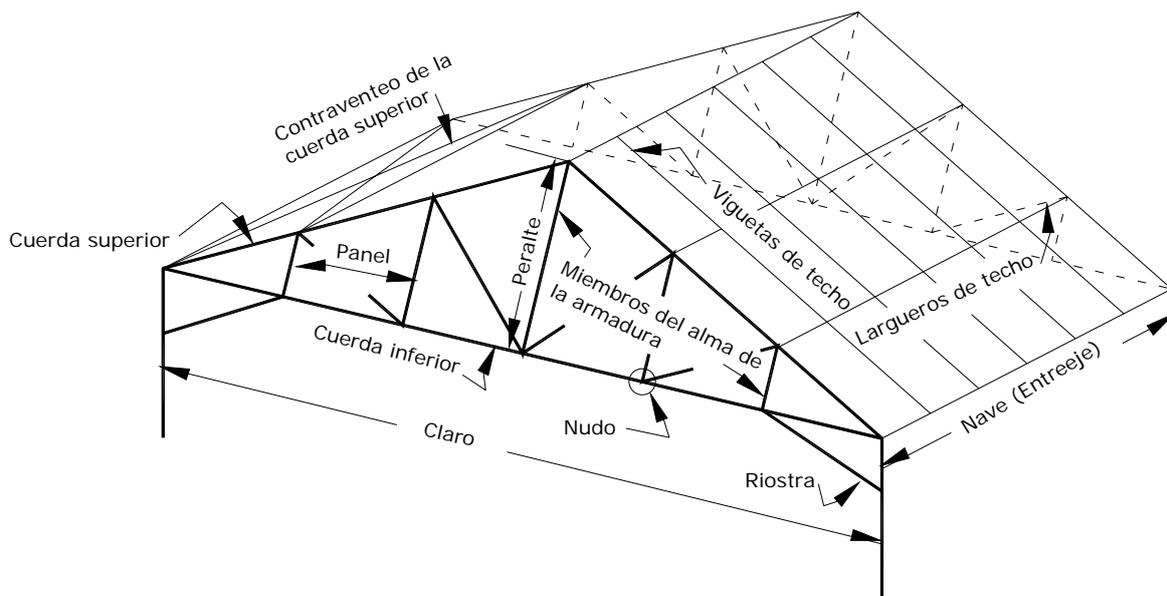


Figura 7.2 Partes de una Armadura (Armadura tipo Howe).





7.4.8 Nave ó Entreeje. Es la porción de un techo comprendida entre dos armaduras. Puesto que los largueros de techo se extienden de armadura a armadura, la longitud de la nave corresponde a la longitud de un larguero de techo. Independientemente de la configuración que se emplea, la carga del techo se transfiere a los nudos de la armadura, generalmente por medio de los largueros.

7.4.9 Panel. Es aquella porción de una armadura que se encuentra comprendida entre dos juntas consecutivas de la cuerda superior.

7.4.10 Larguero de techo. Es la viga que va de una armadura a otra descansando en la cuerda superior. Uno de los tipos más comunes de estructuraciones de techos se muestra en la figura 7.2 (armadura tipo Howe) y en la figura 7.3. En este ejemplo la carga del techo se transfiere de la cubierta a las viguetas de techo; de estas a los largueros de techo y de los largueros de techo a los nudos de las armaduras.

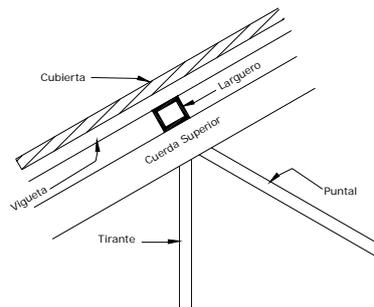


Figura 7.3 Techo formado por larguero, viguetas y la cubierta

Otra manera, mostrada es en la Figura 7.4, consiste en prolongar la cubierta de larguero a larguero omitiendo las viguetas de techo. Para este tipo de estructuración, el ahorro por la omisión de las viguetas se compensa por el espesor requerido por las placas de la cubierta.

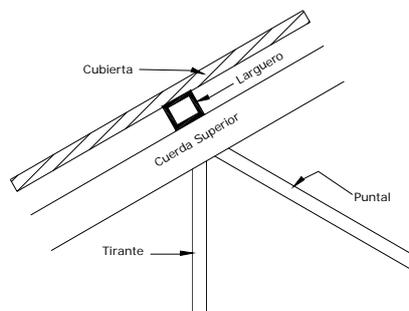


Figura 7.4 Techo formado por largueros y cubierta





En la Figura 7.5 se indica otra estructuración que consiste en correr las viguetas de armadura a armadura omitiendo así los largueros de techo. Aquí las cargas se transmiten de la cubierta a las viguetas de techos y de estas a la cuerda superior de la armadura. Esto da por resultado que la cuerda superior quede sometida a esfuerzos de flexión, además de la compresión directa debida a las fuerzas transmitidas por los otros miembros de la armadura.

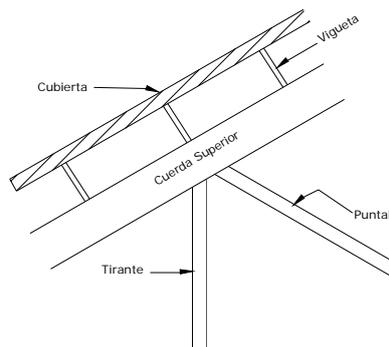


Figura 7.5 Techo formado por Vigueta y cubierta

El tipo de armadura que se debe utilizar para un edificio dependerá, en primer lugar, del número de paneles. El número de paneles en la cuerda superior se determina por el claro permisible de los materiales que soportan al techo y la longitud de la cuerda superior entre los puntos del panel.

Para los tres modos indicados anteriormente, la longitud de los paneles comúnmente usados son respectivamente de 1.52 a 2.43 metros (5 a 8 ft), 2.43 a 3.35 metros (8 a 11 ft) y 1.52 a 1.83 metros (5 a 6 ft).

Las figuras 8.3, 8.4 y 8.5 representan algunos tipos de estructuraciones a base de piezas de madera, aclarando que igual podrían ser de acero. La longitud de los paneles depende en algo de que la construcción sea de madera o acero. Cuando las cargas de techo se transmiten por los largueros a los nudos de armaduras de acero únicamente, la longitud de los paneles de la cuerda superior es generalmente de 2.43 m (8 ft).





VIII. ARMADURAS

Una armadura es una construcción reticulada conformada generalmente por triángulos formados por elementos rectos y que se utiliza para soportar cargas. Las armaduras pueden ser planas o espaciales. Ejemplos típicos de armaduras son: puentes, cerchas, torres de transmisión, cúpulas de estadios, etc.

Las armaduras pueden ser de cuerdas paralelas o de dos aguas. En el pasado las armaduras de techo a dos aguas probablemente han sido más usadas para construcciones de claros cortos y las armaduras de cuerdas paralelas para claros mayores. Sin embargo, la tendencia actual, ya sean claros grandes o pequeñas parece desentenderse de las armaduras a dos aguas y preferir las de cuerdas paralelas debiéndose el cambio a la apariencia deseada y quizás a la construcción mas económica de las cubiertas.

8.1 Configuración de miembros estructurales

Una armadura es una configuración estructural de elementos, generalmente soportada solo en sus extremos y formada por una serie de miembros rectos arreglados y conectados uno a otro, de tal manera que los esfuerzos transmitidos de un miembro a otro sean axiales o longitudinales a ellos únicamente; esto es, de tensión o compresión.

8.1.1 Tipos de configuración

8.1.1.1 Configuración completa. Es aquella que se compone del número mínimo de miembros necesarios para formar una estructura hecha completamente de triángulos.

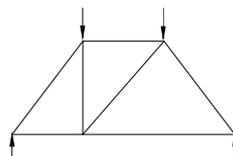


Figura 8.1 Configuración completa





8.1.1.2 Configuración incompleta. Es un entramado no compuesto totalmente de triángulos (figura 8.2). Para cargas simétricas esta configuración puede ser estable, pero si la carga es asimétrica, ocurrirá una distorsión que puede provocar falla. Una configuración incompleta se considera que es inestable y siempre debe eludirse.

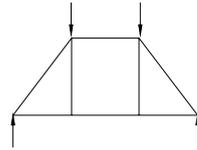
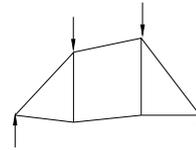


Figura 8.2 Configuración Incompleta



Falla por cargas asimétricas

8.1.1.3 Configuración redundante. Es un entramado que contiene un número de miembros mayor que el requerido para formar el número mínimo de triángulos. En la armadura (figura 8.3), se muestran dos diagonales en el tablero central; una de las diagonales se llama miembro redundante. Sin embargo en la práctica estas dos diagonales, formadas de varillas, se usan frecuentemente; como las varillas son capaces de resistir únicamente fuerzas de tensión, de las dos varillas diagonales en el tablero, solamente una de ellas actuará a la vez.

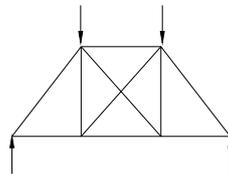


Figura 8.3 Configuración Redundante

Para el caso de cargas asimétricas, el miembro que resiste una fuerza de tensión trabajará, mientras que la otra diagonal, no estará trabajando. Si se emplea solamente una diagonal, esta deberá ser capaz de resistir tanto compresión como tensión, dependiendo de las magnitudes relativas de las cargas aplicadas.

8.2 Uso de Armaduras

Cuando un claro es demasiado grande para el uso económico de vigas o vigas armadas, generalmente se emplean armaduras.

Las armaduras se emplean para soportar techos de edificios, en claros desde 12 y 15 metros hasta 90 o 120 metros.





Las armaduras funcionan como vigas y que resisten cargas que producen flexión de la estructura en conjunto, así como corte, pero que resisten la flexión por medio de las cuerdas, y el corte por medio del sistema alma.

8.3 Tipos de Armaduras para techo

Las armaduras se clasifican según la forma en que se combinen los diferentes sistemas de triangulación y frecuentemente toman el nombre del primer ingeniero que ha empleado ese tipo particular de Armadura.

Las cuerdas superiores e inferiores pueden ser paralelas o inclinadas, la armadura puede tener claro simple o continua y los miembros de los extremos pueden ser verticales o inclinados.

Las armaduras pueden también tomar nombre según su aplicación, tales como las de carretera, de ferrocarril o de techo.

La armadura más sencilla que existe es la armadura tipo "A" que enseguida se muestra:

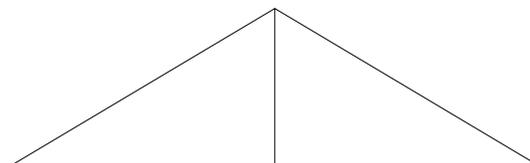


Figura 8.4 Armadura tipo "A"

Al igual que la armadura de montante maestro:

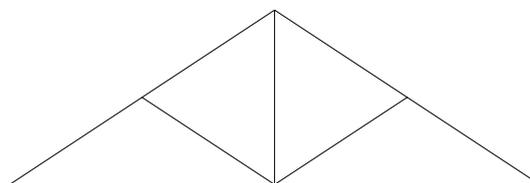


Figura 8.5 Armadura de montante maestro





A continuación se muestran otras armaduras utilizadas comúnmente en techos:

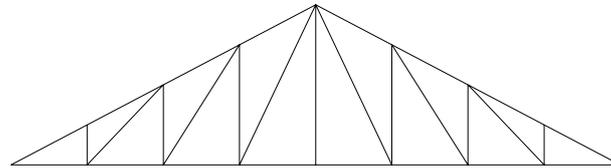


Figura 8.6 Armadura tipo Pratt



Foto 1. Armadura tipo Pratt (empleado en invernadero)

Esta armadura tipo Pratt es utilizada en un invernadero que soporta un techo de lamina traslucida, largueros CF, las armaduras están soportadas por perfiles de sección en caja, y los nudos están atornilladas a placas.

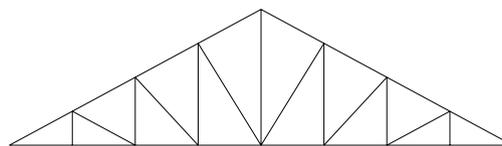


Figura 8.7 Armadura tipo Howe

Las armaduras comúnmente usadas para techo son las armaduras Pratt, Howe y Warren. Difieren en la dirección de los miembros diagonales al alma. El número de paneles depende del claro. La armadura tipo Howe puede ser empleada para salvar claros hasta de 30 metros, sus diagonales trabajan a compresión y las rectas a tensión.

La armadura tipo Pratt se adapta mejor a construcción de acero que de madera. A comparación con la armadura tipo Howe que es usada comúnmente en construcción de madera.



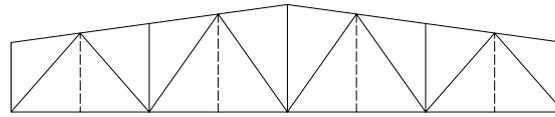


Figura 8.8 Armadura tipo Warren



Foto 2. Armadura tipo Warren con cuerda superior e inferior rectas

Se observa en la foto una armadura Warren utilizada para estacionamiento de maquinaria agrícola, formada por par de ángulos espalda con espalda, con largueros CF que soportan un techo de lámina, las uniones están soldadas, la armadura esta soportada por columnas circulares de concreto.



Foto 3. Armadura tipo belga

Se observa en la foto, una armadura tipo belga, formada por dos ángulos espalda con espalda, de largueros se tienen canales CF que soportan un techo de lámina, con las uniones soldadas, esta armadura esta apoyada en columnas de concreto reforzado.





Las armaduras Warren y Pratt pueden ser utilizadas económicamente en techos planos para claros entre 12 y 38 metros (40 y 125 pies) y si bien han sido usadas para claros tan grandes como 61 metros (200 pies).

La Warren es generalmente más satisfactoria que la Pratt. Los techos pueden ser completamente planos para los claros que no excedan de 9 ó 12 metros (30 ó 40 pies).

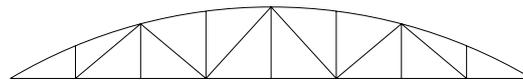


Figura 8.9 Armadura de cuerda y arco

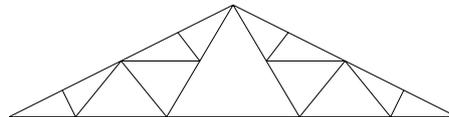


Figura 8.10 Armadura tipo Fink

Para techos con pendiente fuerte con declives de 12.7 ó 15.2 cm por metro (5 ó 6 pulgadas por pie) la armadura Fink es muy popular.

Las armaduras Pratt y Howe también pueden usarse para pendientes fuertes pero generalmente no son tan económicas.

La estructura Fink ha sido utilizada para claros del orden de 36.5 metros (120 pies). Un techo que la hace más económica es que la mayoría de los miembros están en tensión, mientras que los sujetos a compresión son bastantes cortos. Las armaduras Fink pueden ser divididas en un gran número de triángulos y coincidir caso con cualquier espaciamiento de largueros.

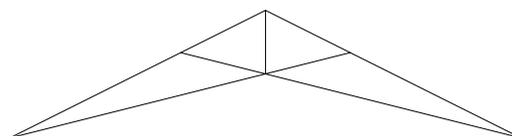


Figura 8.11 Armadura tipo tijera



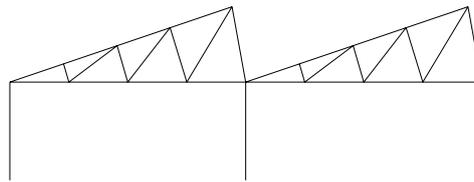


Figura 8.12 Armadura tipo Dientes de sierra

El techo diente de sierra se usa principalmente para los talleres, su propósito es ayudar en la distribución de la luz natural sobre las áreas de piso cubiertas. Ayuda a tener claros de hasta 15 metros. Este tipo de armadura es de forma asimétrica así como también lo son sus cargas.

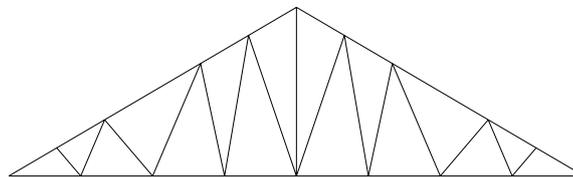


Figura 8.13 Armadura Tipo belga

La armadura tipo belga se caracteriza por tener las diagonales perpendiculares a la cuerda superior y la cuerda inferior en tensión. Es una de las armaduras mas empleadas para techos. Pueden salvara claros hasta de 30 metros.

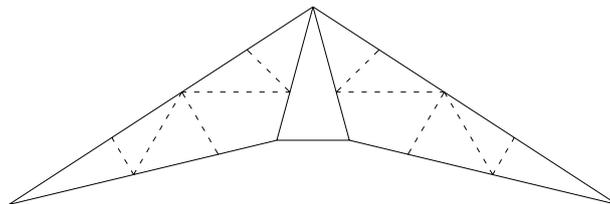


Figura 8.14 Armadura Polonceau

La armadura Polonceau se puede emplear para salvar claros de hasta 24 metros.

Se menciona también que se pueden tener otras formas de las armaduras anteriormente mencionadas, como se muestran a continuación.



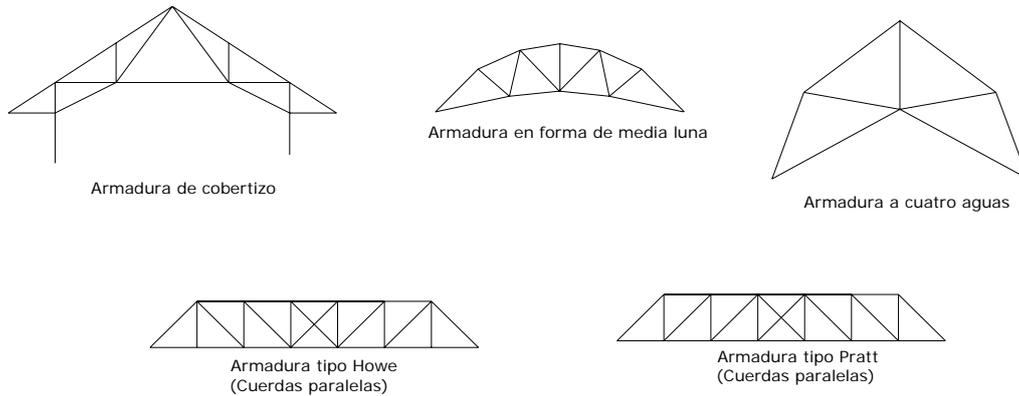


Figura 8.15 Otras Armaduras

Para facilitar el estudio de las armaduras se hacen las siguientes suposiciones:

- Las uniones de los miembros se hacen por medio de pasadores lisos. En la práctica las uniones se hacen por medio de láminas llamadas cartelas, que pueden estar atornilladas, remachadas o soldadas con los elementos de la estructura.
- Las fuerzas que va a soportar se ejercen sobre las uniones.
- El peso de los elementos es despreciable en comparación con las cargas aplicadas.

Como consecuencia de las consideraciones anteriores, los elementos de la armadura son cuerpos sometidos a dos fuerzas; esto quiere decir que cada elemento solo puede estar sometido a tensión o a compresión. El propósito de las armaduras para techo es servir de apoyo a una cubierta para protegerse contra los elementos naturales (lluvia, nieve, viento) y plafones. A la vez que realizan estas funciones deben soportar tanto las techumbres como su peso propio. Al cubrir un cierto claro, si se usan armaduras, casi siempre se utilizara menor cantidad de material, sin embargo, el costo de fabricación y montaje de las armaduras será probablemente mayor, que el requerido para las vigas. Para los claros cortos, el costo total de las vigas (material, fabricación y montaje) será decididamente menor que para las armaduras pero a medida que los claros son mayores, los costos mas elevados de fabricación y montaje de las armaduras por grandes que sean, serán anulados por el ahorro del material.





Una ventaja adicional de las armaduras es que para las mismas cantidades de material, son más rígidas que las vigas. Con respecto al peralte de las armaduras, debe considerarse que, para claro y carga dados, conforme una armadura se hace mas peraltada los miembros de las cuerdas se irán haciendo menores, pero también las longitudes de los miembros del alma irán aumentando. Esto significa que las relaciones de esbeltez de los miembros del alma se convierten en un factor determinante por necesitarse miembros mas pesados. El paso de una armadura simétrica es el cociente de dividir la distancia vertical que se eleva a la cuerda superior (con respecto a su punto mas bajo) lo que se le denomina peralte entre el claro. Si la armadura es asimétrica, el valor numérico de su paso no tiene sentido. En este caso, se dan las pendientes de la armadura de cada lado. La pendiente de un lado es el cociente de dividir la distancia vertical que se eleva la cuerda superior en ese lado con respecto a su punto mas bajo, entre su proyección horizontal. Para las armaduras simétricas, la pendiente es igual al doble del paso. En sistema decimal se da en una relación directa o en %.

8.4 Selección del tipo de armadura

La elección de un tipo de armadura depende de cierto número de detalles, entre los que pueden citarse: claro, carga, tipo preferido de cubierta desde el punto de vista arquitectónico, clima, iluminación, aislamiento y ventilación.

8.5 Factores que pueden afectar la elección

8.5.1 Declive o inclinación.

El declive deseado en una armadura controla en gran parte la selección del tipo de armadura por emplear, ya que existen diferentes tipos de armaduras y este dependerá la economía para los diferentes declives. Un ejemplo se puede mencionar la armadura tipo Fink es bastante satisfactoria para techos con declive de consideración.

El ángulo que formen los miembros dependerá del tipo de triangulación usada, para facilidad del detallado de juntas soldadas o remachadas, es deseable mantener este ángulo entre 30 y 60 grados.





8.5.2 Material de la cubierta

El tipo de material utilizado para la cubierta tiene importancia en la selección de la pendiente del techo.

8.5.3 Efecto Arquitectónico

Este tiene que ver con el efecto estético que se desee, y puede ser factor determinante.

8.5.4 Clima

El clima en una área determinada, puede ser de importancia particular, como son los casos ya sea de tener que drenar lluvias, o bien de retención de nieve y hielo.

8.6 Proporción de una Armadura

Una de las propiedades de una armadura de cubierta es la proporción. Proporción es un término que se aplica solamente a las armaduras, en las que las dos vertientes de la cubierta son simétricas.

La inclinación de las armaduras en dientes de sierra o armaduras asimétricas deben ser medidas por su pendiente, o sea por la tangente del Angulo que forman con la horizontal.

8.7 Separación de armaduras

Un espaciamiento de armaduras relativamente corto produce cargas pequeñas por armadura y en consecuencia secciones más pequeñas para los largueros y miembros de las armaduras, el número de armaduras aumenta y con él el costo de la fabricación

Para las armaduras comúnmente usadas, la separación de ellas oscila entre los 4.2 y 6.7 metros (14 ft y 22 ft). Las armaduras con claros mayores de 9 metros (30 ft) se espacian aproximadamente a 3.6 metros (12 ft) de centro a centro y para claros mayores de 18.3 metros (60 ft) el espaciamiento es sobre 5 metros (17 ft). La máxima separación para armaduras comúnmente usadas es sobre 7 metros (23 ft).





IX. DISEÑO DE ARMADURAS

Una armadura se diseña de tal modo que las fuerzas en sus miembros sean capaces de mantener en equilibrio a las fuerzas externas. El equilibrio consiste en fuerzas cuyos efectos combinados no producen movimiento ni altera el estado de reposo, todos los problemas relativos de armaduras para techo tienen como dato fundamental la condición de equilibrio.

9.1 Cargas en armaduras para techos

9.1.1 Cargas Muertas

Para determinar los esfuerzos en los miembros de las armaduras, se estiman primeramente las cargas que deberán soportar las armaduras. En general serán cargas muertas y cargas vivas.

Las cargas muertas incluyen el peso de todos los materiales de construcción soportados por la armadura y las cargas vivas incluyen las cargas de nieve y viento. Las cargas muertas se consideran como: cubierta del techo, largueros, viguetas de techo y contraventeos, plafón, cargas suspendidas y el peso propio de la armadura.

Las cargas muertas son fuerzas verticales hacia abajo, y por esto, las reacciones o fuerzas soportantes de la armadura son también verticales para esas cargas.

9.1.1.1 Materiales para techado

Los materiales que constituyen la cubierta del techo pueden ser las siguientes que se muestran en el cuadro 9.1, en donde se proporciona los pesos aproximados en libras por pie cuadrado.





Cuadro 9.1 Pesos aproximados de materiales para techado

Material del techado	Kg/m ²	lb/ft ²
<i>Tejamil</i>		
Madera	14.64	3.0
Asbesto	24.4 – 29.28	5.0 – 6.0
Asfalto, pizarra-recubierta	9.76	2.0
<i>Pizarra</i>		
3/16" de espesor	34.16	7.0
1/4" de espesor	48.8	10.0
3/8" de espesor	58.56 – 68.32	12.0 – 14.0
<i>Tejas de barro</i>		
Plana	58.56 – 78.08	12.0 – 16.0
Española	48.8 – 68.32	10.0 – 14.0
<i>Techado compuesto</i>		
Fieltro 4 capas	19.52 – 24.4	4.0 – 5.0
Fieltro 5 capas	29.28 – 39.04	6.0 – 8.0
<i>Lamina corrugada</i>		
Calibre 20	9.76	2.0
Calibre 18	14.64	3.0
Hojalata estañada	4.88	1.0
Cobre, en la minas	4.88	1.0
Plomo, en laminas	34.16	7.0
<i>Enduelado, de madera</i>		
Pino y abeto americano, 1" de espesor	14.64	3.0
Pino amarillo, 1" de espesor	19.52	4.0
Concreto pobre por 1" de espesor	39.04	8.0
Losa de concreto, de cenizas, por 1" de espesor	43.92	9.0
Placa de yeso, por 1" de espesor	39.04	8.0
Plafón de yeso	48.8	10.0

9.1.1.2 Viguetas y largueros para techo

Los pesos usuales para viguetas de techos hechos de madera se presentan en la siguiente tabla.

Cuadro 9.2 Pesos de largueros de techo, en kg/m² de superficie de techo

Clase de madera	Pino blanco, pino y abeto americano				Pino amarillo			
	30 cm (12")	40 cm (16")	50 cm (20")	60 cm (24")	30 cm (12")	40 cm (16")	50 cm (20")	60 cm (24")
Separación								
2" X 4"	6.3	4.4	3.9	3	8.3	5.8	4.88	3.9
2" X 6"	9.2	6.8	5.3	4.88	12.2	9.2	7.3	6.3
2" X 8"	12.2	9.3	7.3	6.3	16.6	12.2	9.7	8.3
2" X 10"	15.6	11.7	9.7	8.3	21	15.6	12.6	10.7
2" X 12"	19.0	14.1	11.2	9.7	25.3	19	15.1	12.6





9.1.1.3 Cargas colgadas

Estas cargas pueden ser los plafones y su peso se debe tomar en cuenta al diseñar la armadura. Otras pueden ser los candiles y grandes implementos de iluminación, equipo mecánico entre otros.

9.1.1.4 Peso propio de Armaduras

El peso verdadero de una armadura no se puede determinar exactamente mientras no este completamente diseñada.

A continuación se presenta un cuadro con pesos aproximados en armaduras de acero.

Cuadro 9.3 Pesos de armaduras de acero en kg/m² de superficie de techo

Claro metros	Inclinación 1/2	Inclinación 1/3	Inclinación ¼	Plano
Hasta 12	25.62	30.74	33.18	37.08
12 a 15	28.06	32.20	35.13	39.04
15 a 18	32.94	39.04	41.96	46.84
18 a 21	35.38	41.48	44.89	49.77
21 a 24	37.82	43.92	47.33	52.70
24 a 30	41.48	48.80	52.7	58.56
30 a 36	46.36	53.68	58.56	64.41

9.1.1.5 Cargas de Nieve

La magnitud de las cargas previstas de nieve depende principalmente de la localidad donde se construyen los edificios. Cuando no existe información para la determinación de la carga de nieve, puede utilizarse la siguiente tabla.

Cuadro 9.4 Cargas de nieve sobre las armaduras de Techo en kg/m² de superficie de Techo

Localidad	Pendiente del Techo				
	45°	30°	25°	20°	Plano
Estados del noroeste y Nueva Inglaterra	48.8 – 73.2	73.2 – 97.6	122 – 146.4	170.8	195.2
Estados del oeste y del centro	24.4 – 48.8	48.8 – 73.2	97.6 – 122	122 – 146.4	170.8
Estados del pacífico y del sur	0 – 24.4	24.4 -48.8	24.4 – 48.8	24.4 – 48.8	48.8





9.1.1.6 Cargas de viento

Las cargas de viento se han estudiado ampliamente en años recientes, particularmente para las grandes estructuras de muchos pisos. Por lo general, para estructuras elevadas, se deben efectuar estudios en los túneles de viento, para determinar las fuerzas del viento sobre la estructura. Para estructuras más pequeñas de forma regular con alturas del orden de los 100 ft ó unos 30 m, resulta satisfactorio usar la presión del viento estipulada en el código apropiado de construcción. El Nacional Building Code (NBC) para el viento es como se muestra en el siguiente cuadro.

Cuadro 9.5 Presión de viento sobre las superficies de techo

Altura		Presión del viento	
Pies	Metros	lb/ft ²	Kg/m ²
<30	<9	15	73.2
30 a 49	9.1 a 14.9	20	97.6
50 a 99	15 a 30	25	122
100 a 499	30.1 a 150	30	146.4

Para pendientes de techo menores de 30° (que incluyen los techos planos) la presión del viento sobre el techo que indica el NBC, es una succión que actúa hacia fuera, normal a la superficie del techo, con un valor de 1.25 x la presión previamente recomendada.

La carga de viento sobre techos con pendientes mayores de 30° se obtiene de la presión del viento que actúa normalmente a la superficie del techo, y en donde el valor básico previamente indicado dependerá de la altura. La altura para determinar la presión sobre el techo se mide como la diferencia entre las elevaciones promedio del terreno y techo.

Se hace notar debido a que el viento puede soplar desde cualquiera de los lados de un edificio, la estructura es simétrica, aunque el análisis del viento se efectúe desde una sola dirección.





Ejemplo 9.1 Ejemplo de cálculo de las cargas de viento verticales

Dado el techo de dos aguas que se muestra en la siguiente figura (tal) y usando la presión de viento del NBC, la columna es de 5 metros. ¿Cuáles serán las fuerzas laterales y sobre el techo debido al viento que sopla de la izquierda?

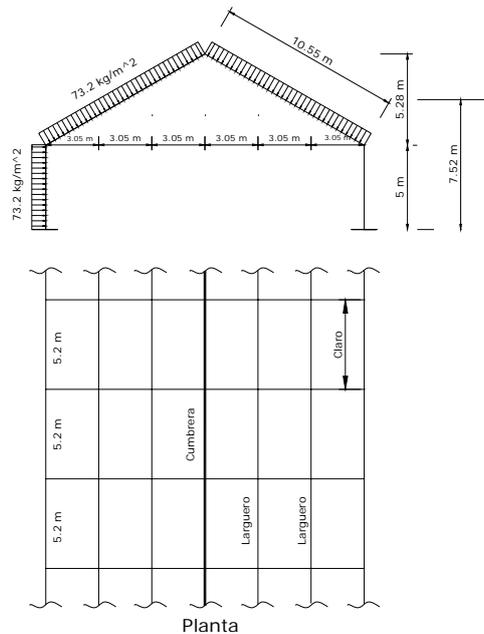


Figura 9.1 Planta de la estructura con las respectivas cargas actuantes

Altura Promedio = 7.52 m

Presión del Viento para esta altura = 73.2 kg/m^2 (cuadro 10.5)

- Viento en la columna de barlovento = $P = \left(\frac{5}{2} m\right)(5.2 m)(73.2 \text{ Kg/m}^2) = 951.6 \text{ kg}$ en la línea de Techo y en la cimentación.
- La distancia en pendiente se calcula fácilmente y es igual a 10.55 m. Dividiéndolo en 8 partes, se obtiene 1.31 m.
- En el punto 1, el viento es $1.31 \text{ m} * 5.2 \text{ m} * 73.2 \text{ kg/m}^2 = 498.6 \text{ kg}$ (Pendiente del techo $> 30^\circ$). Esta fuerza se descompone en componentes horizontales y verticales.



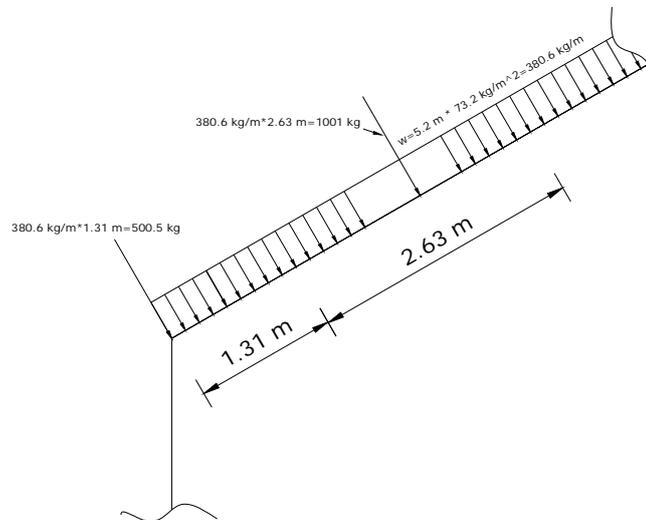


Figura 9.2 Carga de viento actuando perpendicularmente a las cuerda superior

$$Y = 500.5 \text{ kg} \cos 30^\circ = 433.4 \text{ kg}$$
$$X = 500.5 \text{ kg} \sin 30^\circ = 250.2 \text{ kg}$$

- En los puntos 2, 3 y 4 el área de viento tributaria es $1.315 \times 2 = 2.63 \text{ m}$. Las componentes de viento son 500.5 kg y 866.8 kg.

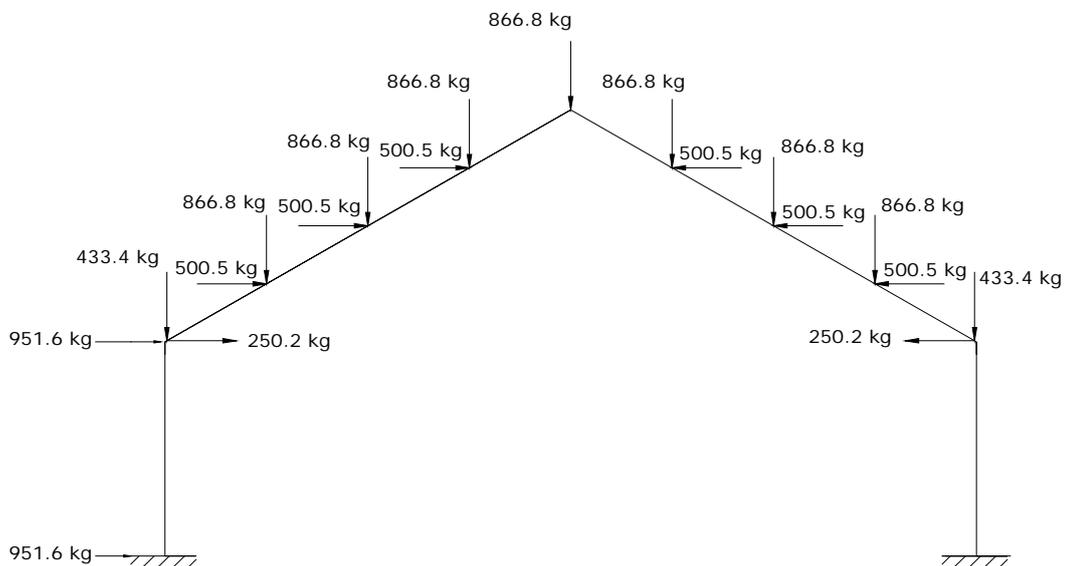


Figura 9.3 Estructura con las cargas de viento actuantes, previamente determinadas





Tenemos una carga de viento vertical de 866.8 kg en cada nudo, ahora si lo multiplicamos por el área tributaria:

$$\text{Área tributaria} = 2.63 \text{ m} * 5.2 \text{ m} = \mathbf{13.676 \text{ m}^2}$$

Tendremos ahora la carga actuante por m²

$$\text{Carga actuante de viento} = \frac{866.8 \text{ kg}}{13.676 \text{ m}^2} = \mathbf{63.38 \text{ kg/m}^2}$$

Ahora bien si tomamos una carga para nieve de **48.8 kg/m²** (Cuadro 10.4) en los estados del pacifico y sur, con un ángulo de 30°.

$$\text{Carga actuante de nieve} = \mathbf{48.8 \text{ kg/m}^2}$$

Si sumamos estas dos cargas, tenemos que:

$$\text{Carga de viento + nieve} = 63.38 \text{ kg/m}^2 + 48.8 \text{ kg/m}^2 = \mathbf{112.18 \text{ kg/m}^2}$$

Y por lo tanto tendríamos una carga de viento + nieve vertical en cada nudo de:

$$\text{Carga en cada nudo de viento + nieve} = (\text{Área tributaria}) * (\text{Carga viento + nieve})$$

$$\text{Carga en cada nudo de viento + nieve} = 13.676 \text{ m}^2 * 112.18 \text{ kg/m}^2 = \mathbf{1534.17 \text{ kg}}$$

9.1.1.7 Largueros de acero

Las secciones de acero generalmente usadas para largueros son los canales y vigas-I. Para techos inclinados, se acostumbra usar *contraflambeos*, para proporcionar rigidez en la dirección paralela a la superficie del techo. Además de esto, los contraflambeos mantienen a los largueros alineados durante la colocación de los materiales de techado. Los contraflambeos son generalmente varillas de 5/8" ó 3/4" de diámetro y se colocan al centro del claro del larguero.

El larguero se diseña como viga simplemente apoyada con una carga uniformemente distribuida e igual a la componente normal de la carga vertical.





Expresiones para diseñar un larguero:

$$M = \frac{Wl}{8} \dots\dots\dots Ecuación 9.1$$

Donde:

M = momento flexionante

W = Carga uniforme

l = longitud del larguero

$$S = \frac{M}{f} \dots\dots\dots Ecuación 9.2$$

Donde

S = Modulo de sección requerido en cm³

f = esfuerzo unitario permisible en la sección transversal de la viga, Kg/cm²

Ejemplo 9.2 Diseño de un larguero

Suponemos una carga vertical uniformemente distribuida de 3356 kg, incluyendo el peso del larguero y la longitud del larguero entre armaduras es de 5.2 m. El techo tiene una inclinación de 30°.

Se dibuja un polígono de fuerzas y las componentes, una normal y otra paralela al techo.

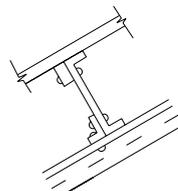


Figura 9.4 Larguero

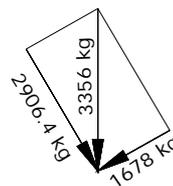


Figura 9.5 Diagrama de fuerzas

Vemos que son de 2906.4 kg y 1678 kg respectivamente. Los contraflambeos resistirán la última fuerza, por esto el larguero necesitara resistir una carga de 2906.4 kg normal a la superficie del techo.





Por ser una viga libremente apoyada con carga uniformemente distribuida de 2906 kg y un claro de 5 m el máximo momento flexionante es:

$$M = \frac{Wl}{8} = \frac{2906 \text{ kg} * 500 \text{ cm}}{8} = 181625 \text{ kg} - m$$

$$S = \frac{M}{f} = \frac{181625 \text{ kg} - m}{1406 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 129.17 \text{ cm}^3$$

Entrando a tablas que da las propiedades de los canales estándar **anexo 7 y 7.1**, encontramos que un canal de 203 mm de 17.11 kg/m tiene un modulo de sección de 132.3 cm³ y por eso es adecuada respecto a la resistencia.

9.2 Cargas verticales equivalentes

No es probable que una carga máxima de nieve y una carga máxima de viento ocurran simultáneamente para ejercer presión en una armadura. Las combinaciones de cargas que son posibles de ocurrir, y como costumbre las usan los diseñadores, son las siguientes:

1. Carga muerta y máxima de nieve.
2. Carga muerta, máxima de viento y mínima de nieve.
3. Carga muerta, mínima de viento y máxima de nieve.

Para determinar aproximadamente las fuerzas máximas que los miembros de las armaduras deben resistir, es necesario construir diagramas de fuerzas separados para cargas muertas, nieve y viento; y tabular los resultados ocasionados por esas cargas en cada miembro, usando para la carga de diseño la combinación que proporciona el mayor esfuerzo. Se acostumbra considerar la mitad de las cargas máximas de nieve y viento como valores mínimos. Un procedimiento que simplifica grandemente el trabajo es usar una carga vertical en la cual estén combinadas la carga muerta y una vertical equivalente a las cargas de viento y nieve.





Este método se puede usar con seguridad para armaduras cuyos claros no sean excesivos. Puesto que al usar este método todas las cargas se consideran verticales, solamente se necesita dibujar un diagrama de fuerzas y en consecuencia se simplifica el trabajo.

Cuando un diagrama de fuerzas se dibuja para cargas de viento, se supone que el viento ejerce presión solamente de un lado del techo. Sin embargo, al usar los valores de cargas verticales equivalentes para viento y nieve combinadas, se supone que las fuerzas serán uniformemente distribuidas sobre la superficie total del techo. La siguiente tabla proporciona valores mínimos para cargas combinadas de nieve y viento.

Cuadro 9.6 Cargas verticales equivalentes a la acción combinada de cargas de nieve y viento, en kg/m² de superficie de techo.

Localidad**	Pendiente del Techo				
	60°	45°	30°	20°	Plano
Estados del Noroeste y Nueva Inglaterra	136.64	126.88	117.12	170.8	195.2
Estados del oeste y centrales	136.64	126.88	117.2	146.4	170.8
Estados del sur y pacifico	136.64	126.88	117.2	146.4	146.4

**Para armaduras con contraflecha incrementar 30 %.

Ejemplo 9.3 Si hacemos una comparación de cargas de nieve y viento cuadro 9.4 y 9.5, y el cuadro 9.6 cargas verticales equivalente de viento y nieve. Tomando una área tributaria de 13.676 m².

Carga de viento + nieve = 48.8 kg/m² + 63.38 kg/m² = 112.18 kg/m² (Ver ejemplo 9.1)

Carga en cada nudo de viento + nieve = 13.676 m² * 112.18 kg/m² = 1534.17 kg

Tomando los valores que nos proporciona el cuadro 9.6, Estados del sur y pacifico, con pendiente de 30°.

Carga vertical equivalente de viento y nieve combinados = 117.12 kg/m²

Carga en cada nudo de VN Combinado = 13.676 m² * 117.12 kg/m² = 1601.73 kg

Nota: Observamos que la carga de mayor magnitud es la carga de viento y nieve combinados, así que para mayor seguridad tomaremos las cargas del cuadro 9.6.





9.3 Estimación de cargas en armaduras

Después de que se determina el tipo de armadura y el tipo de construcción del techo, el siguiente paso es estimar las cargas que será necesario soportar con la armadura. Este es un paso importante y si bien los valores no se pueden determinar exactamente, si se pueden determinar con razonable aproximación.

La manera más usual de proceder es determinar el número de pies cuadrados de superficie de techo tributaria para un nudo y multiplicar este número por la carga por pie cuadrado.

Estas cargas son carga muerta, carga de nieve y carga de viento, puesto que la carga muerta y la carga de nieve actúan verticalmente, pueden ser también combinadas. Otro método que se puede usar es considerar simultáneamente la carga muerta y una carga vertical equivalente a la carga de nieve y viento.

En este caso sólo se requiere un diagrama de fuerzas. Aunque no sea tan preciso, pero los resultados que se ha obtenido son satisfactorios para las armaduras comunes.

Ejemplo 9.4 Determinación de las cargas muertas

Se requiere diseñar una armadura de acero tipo Pratt para utilizarse en el techo de una planta de alimentos balanceados, la cual tendrá 8 paneles con un claro de 18.3 m y una inclinación de 30°. Las armaduras estarán separadas 5.2 m de centro a centro.

El techo tiene una cubierta de pizarra de 3/8", enduelado de 1" de espesor, viguetas de techo de 2" X 6" a cada 61 cm de centro a centro y canales de 254 mm de 22.76 kg/m (como largueros). Se consideraran cargas verticales para viento y nieve combinados.





Para calcular la cuerda superior:

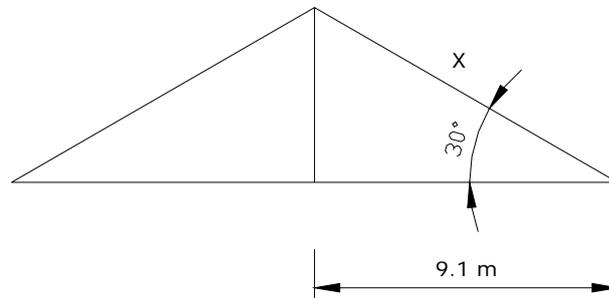


Figura 9.6 Determinación de longitud de la CS.

$$\cos 30^\circ = \frac{9.1 \text{ m}}{X}$$

$$X = \frac{9.1 \text{ m}}{\cos 30^\circ} = 10.55 \text{ m}$$

Por lo tanto la cuerda superior es de 10.55 m de longitud, y los nudos estarán separados:

$$\text{Separación entre nudos} = \frac{CS}{\text{No de paneles}} = \frac{10.55 \text{ m}}{4} = 2.63 \text{ m}$$

$$\text{Separación entre nudos} = 2.63 \text{ m}$$

Puesto que las armaduras están separadas 5.2 m de centro a centro y 2.63 m entre nudos, el área tributaria del techo que corresponde a un nudo es:

$$\text{Área Tributaria} = 2.63 \text{ m} * 5.2 \text{ m} = 13.676 \text{ m}^2$$

Esta área es indicada con la sección rayada que se muestra en la figura 9.7.



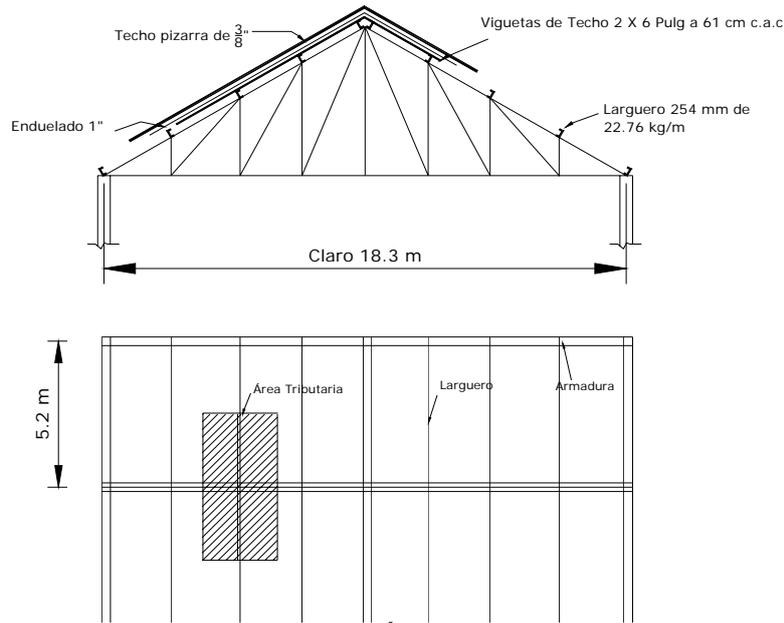


Figura 9.7 Área Tributaria

1. Calculando el peso del larguero

$$Pl = 22.76 \frac{kg}{m} * 5.2 m = 118.3 kg$$

$$Pl = \frac{118.3 kg}{13.676 m^2} = 8.6 \frac{kg}{m^2}$$

2. Estimando las cargas muertas

• Techo con pizarra de 3/8"	68.32 kg/m ²	tabla 10.1
• Enduelado 1"	14.64 kg/m ²	tabla 10.1
• Vigueta de techo 2 X 6 @ 61 cm	4.88 kg/m ²	tabla 10.2
• Larguero (Canales 254 mm de 22.76 kg/m)	8.6 kg/m ²	Cálculo 1
• Armadura ¼" de inclinación y claro de 15 a 18 m	41.96 kg/m ²	tabla 10.3
• Cargas verticales equivalentes para viento y nieve combinadas	117.12 kg/m ²	tabla 10.5

$$\text{Suma de cargas} = 255.52 kg/m^2$$

3. Carga muerta por panel

$$\left(255.52 \frac{kg}{m^2} \right) * (13.676 m^2) = 3494.49 kg$$



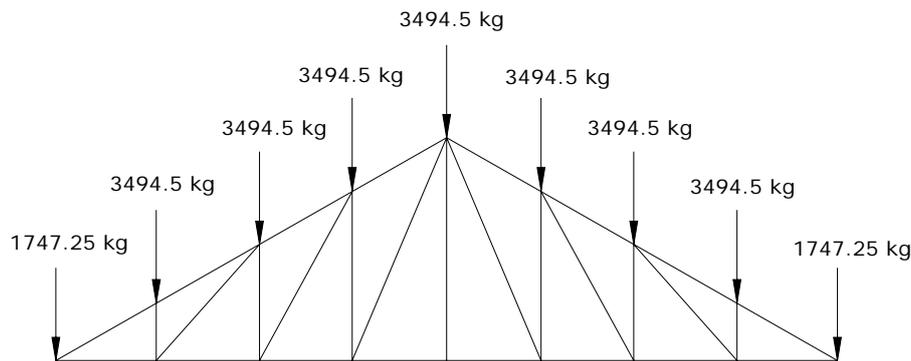


Figura 9.8 Diagrama de la armadura tipo Pratt

9.4 Reacciones en Armaduras

9.4.1 Reacciones-Fuerzas soportantes

Una armadura es una estructura sujeta a fuerzas externas y los esfuerzos en los miembros de la armadura dependen de estas fuerzas. Las fuerzas externas son las cargas: muerta, de nieve, viento y las reacciones o fuerzas que soportan la armadura. Para cargas verticales, las reacciones son verticales. Para las cargas de viento, las direcciones de las reacciones no son verticales, pero se determinan por la inclinación del techo y la construcción de las conexiones en los apoyos.

9.4.2 Reacciones por cargas verticales en armaduras cargadas simétricamente.

Y como para cargas verticales, las reacciones son verticales, la determinación de las reacciones es muy simple. El sistema de fuerzas no es otra cosa que un sistema de fuerzas paralelas en equilibrio.

Si la armadura tiene cargas verticales y esta cargada en forma simétrica lo cual es una condición muy común, las reacciones serán verticales e iguales y cada reacciones es en magnitud igual a la mitad de la suma de las cargas.

A continuación se presenta un ejemplo para la determinación de las reacciones en los apoyos de una armadura cargada simétricamente, se omiten los miembros del alma debido a que estas no se utilizarán por el momento.





Esta armadura tiene 6 paneles iguales, la carga es de 907 kg por cada panel.

Por lo que la carga de cada apoyo es de 453.5 kg cada uno.

Y la carga vertical total es:

$$(5 \times 907 \text{ kg}) + (2 \times 453.5 \text{ kg}) = 5442 \text{ kg}$$

Como la armadura esta cargada simétricamente entonces la reacciones en cada una de sus direcciones verticales es de $\frac{5442 \text{ kg}}{2} = 2721 \text{ kg}$, cuando sus direcciones son verticales.

O bien otro método para determinar las reacciones en cada apoyo es dibujar el polígono de fuerzas, escogemos una escala conveniente y empezamos con *bc*, trazamos las líneas de carga *bc*, *cd*, *de*, *ef*, *fg*, *gh* y *hi*, (figura 10.9). Tenemos que *R2*, la reacción del apoyo derecho IA es 2721 kg, por eso a la misma escala y a partir de *i* trazamos 2721 kg determinando así el punto *a*, la siguiente fuerza es *AB*, el apoyo izquierdo. Puesto que los puntos *a* y *b* se conocen, el polígono de las fuerzas externas queda completado.

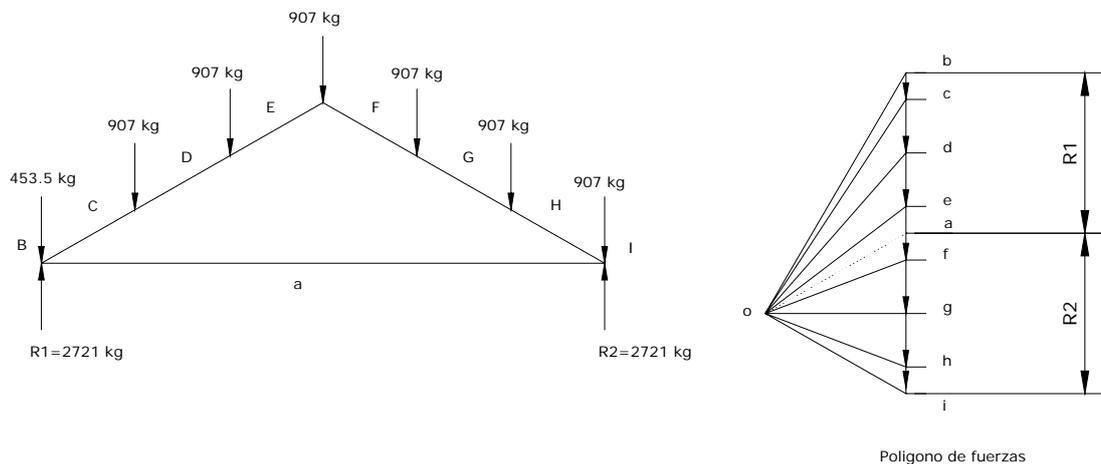


Figura 9.9 Diagrama de fuerzas de la armadura





9.5 Fuerzas internas en armaduras para techo

9.5.1 Fuerzas en miembros de armaduras.

La mayoría de las armaduras de uso común tiene fuerzas externas o cargas aplicadas solamente en los nudos. Cuando existe esta condición, el efecto combinado de cargas y reacciones es esforzar los miembros de la armadura para tender a alargar algunos y acortar otros. Por eso se dice que ciertos miembros experimentan esfuerzos de tensión, mientras que otros están sujetos a compresión. Usamos la expresión *tipo de una fuerza* para indicar de este modo su carácter de tensión o compresión.

Cuando las cargas se aplican a los nudos, los esfuerzos desarrollados en los miembros son también tensión o compresión. Los miembros sujetos a tensión se conocen como *tirantes*, mientras que los miembros sujetos a compresión, como *puntales*, o en realidad, columnas.

La *viga* puede definirse como un miembro estructural sujeto a fuerzas transversales que tienden a *flexionarla* en vez de acortarla o alargarla. Aunque rara vez los miembros de una armadura son vigas; ellos son principalmente tirantes o puntales (columnas). Por supuesto, el solo peso de un miembro tiende a flexionarle, pero este esfuerzo debido a la flexión es tan pequeño que se puede despreciar en los cálculos.

Los únicos esfuerzos considerados en los miembros de la armadura serán la *tensión y la compresión*.

De modo que para diseñar una armadura, es necesario determinar el *tipo* de los esfuerzos en los distintos miembros, así como también sus *magnitudes*.





9.6 Métodos de Análisis de los esfuerzos

Hay dos métodos generales de análisis de esfuerzos en las armaduras estáticamente determinadas.

1. Método algebraico de los nudos
2. Método grafico de los nudos

9.6.1 Método algebraico de los nudos

Cada nudo en una armadura constituye un sistema plano de fuerzas concurrentes en equilibrio y, por tanto, puede considerarse como un sólido aislado. Así, el método de los nudos se basa en las dos primeras leyes de la estática:

- a) En cualquier sistema de fuerzas en equilibrio, la suma algebraica de todas las componentes verticales es igual a cero ($\sum V = 0$).
- b) En cualquier sistema de fuerzas en equilibrio, la suma algebraica de todas las componentes horizontales es igual a cero ($\sum H = 0$).

Por tanto, se dispone de dos ecuaciones en este método de resolución y, en consecuencia, para resolver un nudo solo puede tener dos elementos desconocidos. Esto es aplicable a las armaduras de tipo medio estáticamente determinadas siguiendo un orden adecuado en la selección de los nudos para su resolución.

Etapas de procedimiento recomendadas para el método algebraico de los nudos:

1. Se encuentran las cargas aplicadas y las reacciones de la armadura. Esta etapa es común para todos los métodos.
2. Se elige un nudo que no tenga más de dos elementos desconocidos y se aísla de la armadura como un sólido aislado. Esto se hace trazando un par de ejes coordenados rectangulares separados de la armadura y haciendo coincidir el nudo (punto de intersección de las piezas) con el origen. Se coloca una flecha en el extremo exterior de cada barra desconocida dirigida hacia fuera con respecto al origen.





Todas las fuerzas que se conozcan se representan por medio de flechas dirigidas correctamente con respecto al nudo u origen.

3. La barra elegida como eje X no aparece en la ecuación ($\sum V = 0$). Se aplica esta ecuación para encontrar la otra barra desconocida.
4. Se aplica la ecuación ($\sum H = 0$) para hallar el esfuerzo en el elemento que coincide con el eje X.
5. Se colocan los esfuerzos hallados en las etapas 3 y 4 sobre las respectivas barras en un diagrama esquemático de la armadura, junto con sus correspondientes signos para indicar tensión o compresión.
6. Se procede con el nudo inmediato en el orden fijado y se repiten las etapas 2 y 5.

9.6.2 Método grafico de los nudos

El método grafico es generalmente el más conveniente, tiene la ventaja de ofrecer una solución rápida y sobre todo proporciona una revisión en el trabajo.

Fundamentalmente, la solución grafica consiste solamente en la aplicación del principio del polígono de fuerzas aplicado a fuerzas concurrentes en los nudos.

En cualquier junta en una armadura tenemos la condición de que las fuerzas concurrentes estén en equilibrio.

“Se puede dibujar el polígono de fuerzas sin tomar en cuenta el número de fuerzas en una junta, siempre que no más de dos fuerzas sean incógnitas. Antes de comenzar la construcción de un diagrama de fuerzas para una armadura, es indispensable que se determinen todas las fuerzas externas”.

Las cargas y las reacciones constituyen las fuerzas externas y se pueden determinar sencillamente. Si la armadura esta cargada en forma simétrica y las fuerzas son verticales, las reacciones son también verticales y cada reacción es igual a la mitad de la carga total.





Si las cargas son oblicuas a la vertical, tales como cargas de viento por ejemplo; o si la carga vertical es asimétrica, las reacciones se pueden calcular matemáticamente o por construcción del polígono funicular.

9.6.2.1 Determinación de la Magnitud de las fuerzas.

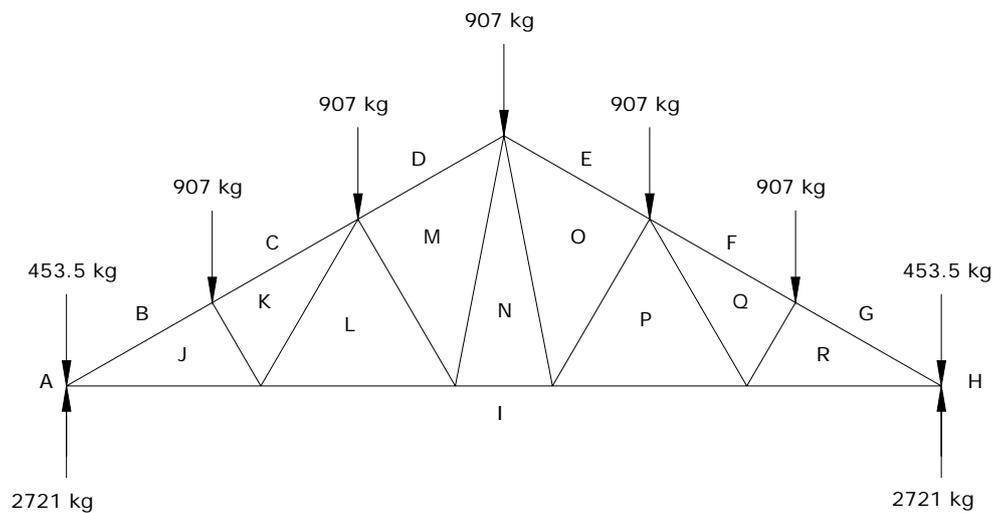


Figura 9.10 Fuerzas externas actuantes en la armadura tipo abanico

La armadura (Figura 9.10) tiene una carga vertical total de 5442 kg. La armadura está cargada en forma simétrica.

Se requiere construir un diagrama de fuerzas para esta armadura y determinar la magnitud de los esfuerzos en los miembros de la armadura.

Primero se determina las reacciones. La carga total es de 5442 kg y como la armadura está cargada en forma simétrica, cada reacción es $\frac{5442 \text{ kg}}{2} = 2721 \text{ kg}$ con dirección vertical.





O bien empleando el método grafico:

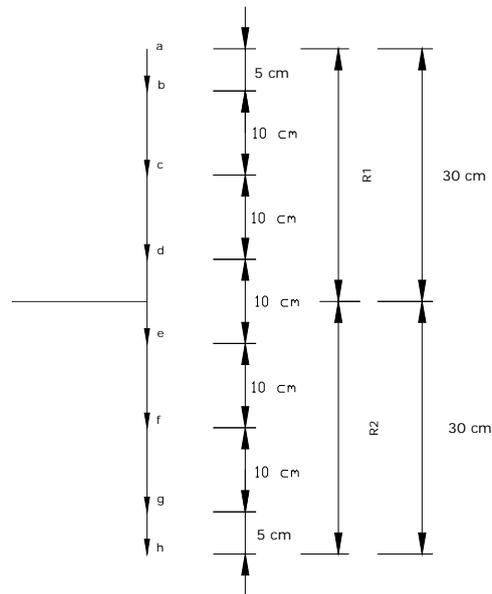


Figura 9.11 Cálculo de las reacciones de la Armadura

Se tiene una escala de 5 cm = 453.51 kg, ahora bien se tiene que $R1 = R2 = 30$ cm, las dos reacciones tiene la misma magnitud por ser una armadura cargada en forma simétrica, haciendo las conversiones se tiene que:

$$R1 = \frac{30 \text{ cm}}{5 \text{ cm}} = 6 * 453.51 \text{ kg} = 2721 \text{ kg}$$

Como $R1 = R2 = 2721 \text{ kg}$

Teniendo ya calculadas todas las fuerzas externas actuantes en la armadura, se procede a determinar la magnitud de cada esfuerzo en los miembros de la armadura:



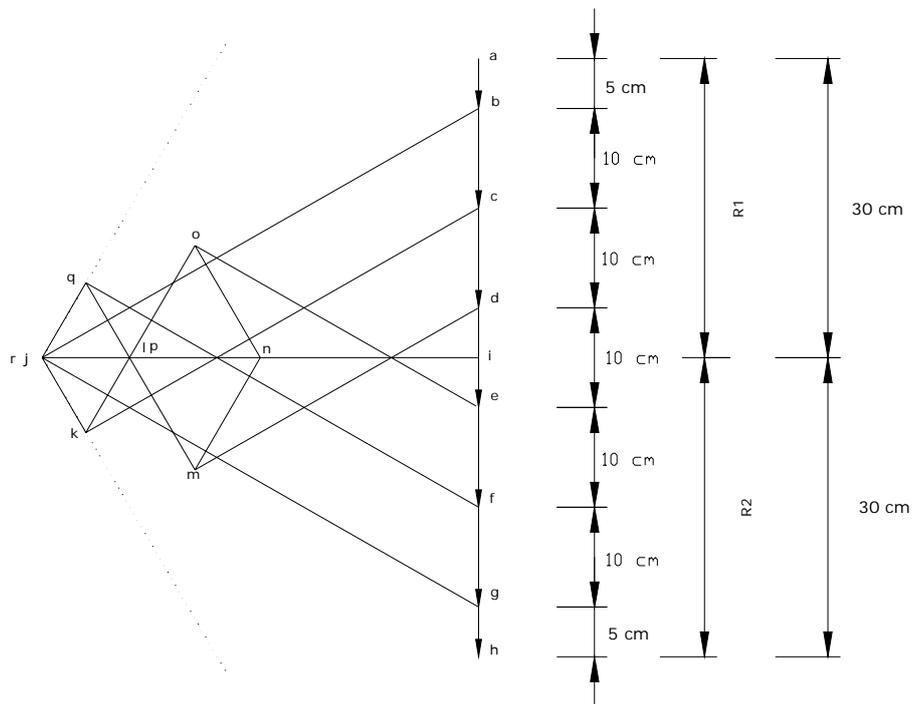


Figura 9.12 Diagrama de Fuerzas

Primero consideremos las fuerzas respecto al nudo ABJI. Aquí hay cuatro fuerzas, AB, BJ, JI e IA, de ellas conocemos dos, IA = 2721 kg y AB = 453.5 kg. Las cuatro fuerzas concurrentes están en equilibrio, y por lo tanto su polígono de fuerzas deber ser cerrado.

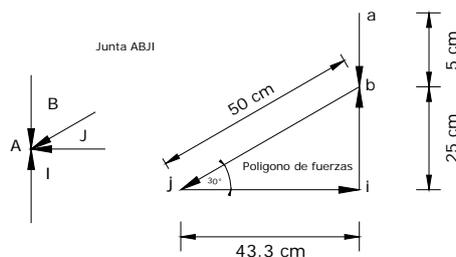


Figura 9.13 Nudo ABJI

Para construir este polígono de fuerzas, trazamos una línea vertical *ia* a una escala conveniente (Utilizaremos la misma escala anterior 5 cm. = 453.5 kg.). Así, *ia* en el polígono de fuerzas (figura 9.13) será de 30 cm. de longitud.

Las siguiente fuerza es AB la cual sabemos que es de 453.5 kg o 5 cm para establecer el punto *b*.





La siguiente fuerza es BJ, en donde solo se conoce la dirección, su magnitud se desconoce, por eso, por b dibujamos una línea paralela a BJ; el punto j estará en algún lugar de esta línea.

La siguiente fuerza es JI. Por el punto i en el polígono de fuerzas, dibujamos una línea paralela a JI. El punto j estará en algún lugar de esta línea. Puesto que j también esta en la línea paralela a BJ que pasa por b . La intersección de estas dos líneas determina el punto j y completa así el polígono de fuerzas para las fuerzas IA, AB, Bj y JI.

Ahora para determinar la *magnitud* de las fuerzas en los miembros BJ, y JI, lo que se necesita es medir las longitudes de las líneas bj y ji en el polígono de fuerzas a la misma escala usada para dibujar las fuerzas IA y AB.

$$bj = 50 \text{ cm.} \quad \frac{50 \text{ cm}}{5 \text{ cm}} = 10 * 453.5 \text{ kg} = 4535 \text{ kg} \quad \text{Por lo tanto } \mathbf{BJ = 4535 \text{ kg.}}$$

$$ji = 43.3 \text{ cm.} \quad \frac{43.3 \text{ cm}}{5 \text{ cm}} = 8.66 * 453.5 \text{ kg} = 3927.3 \text{ kg} \quad \text{Por lo tanto } \mathbf{JI = 3927.3 \text{ kg.}}$$

“Nótese que las longitudes de los miembros en la armadura no son una indicación de las magnitudes de los esfuerzos, las magnitudes se representan por la longitud de los lados correspondientes en el polígono de fuerzas”.

Como es ya imposible dibujar el polígono de fuerzas para las fuerzas del nudo IJKL de cuatro fuerzas, dónde solamente IJ es conocida y las otras tres incógnitas, no importan cuantas fuerzas sean, pero no deben existir más de dos incógnitas, por eso se pasara al nudo BCKJ.

Respecto al nudo BCKJ hay cuatro fuerzas, BC, CK, KJ, JB. JB se conoce que es de 4535 kg y BC es de 907 kg, solamente se tiene de incógnitas a CK y KJ; por eso es posible construir un polígono de fuerzas.



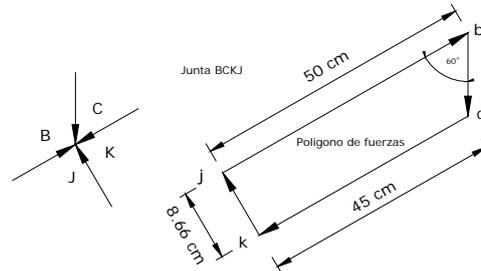


Figura 9.14 Nudo BCKJ

Dibujamos jb y bc (figura 9.14), dos lados del polígono de fuerzas, a la misma escala usada previamente. Se dibuja por el punto c una línea paralela a CK y por el punto j de cada línea paralela a KJ . Puesto que el punto K está en algún punto de cada línea, estará en su punto de intersección. Así se establece el punto K y se completa el polígono de fuerzas; este se lee $jbck$. Las magnitudes de los esfuerzos en los miembros CK y KJ se determinan midiendo sus longitudes correspondientes en el polígono de fuerzas antes determinado.

$$ck = 45 \text{ cm} \quad \frac{45 \text{ cm}}{5 \text{ cm}} = 9 * 453.5 \text{ kg} = 4081.5 \text{ kg} \quad \text{Por lo tanto } \mathbf{CK = 4081.5 \text{ kg.}}$$

$$kj = 8.66 \text{ cm} \quad \frac{8.66 \text{ cm}}{5 \text{ cm}} = 1.732 * 453.5 \text{ kg} = 785.5 \text{ kg} \quad \text{Por lo tanto } \mathbf{KJ = 785.5 \text{ kg.}}$$

Enseguida se analiza el nudo IJKL puesto que JK se ha establecido y hay ahora solo dos incógnitas. Por eso se dibuja ij y jk , los dos lados conocidos del polígono de fuerzas (figura 9.15). Por K dibujamos una línea paralela a KL y por i una línea paralela a LI . El punto l está en su punto de intersección y se completa el polígono de fuerzas $ijkl$.

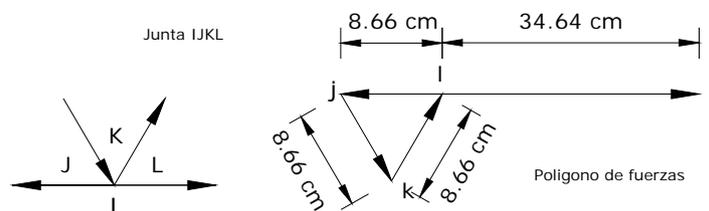


Figura 9.15 Nudo IJKL





$$kl = 8.66 \text{ cm.} \quad \frac{8.66 \text{ cm}}{5 \text{ cm}} = 1.732 * 453.5 \text{ kg} = 785.5 \text{ kg} \quad \text{Por lo tanto } \mathbf{KL = 785.5 \text{ kg.}}$$

$$li = 34.64 \text{ cm.} \quad \frac{34.64 \text{ cm}}{5 \text{ cm}} = 6.928 * 453.5 \text{ kg} = 3141.8 \text{ kg} \quad \text{Por lo tanto } \mathbf{LI = 3141.8 \text{ kg.}}$$

Pasamos al nudo CDMLK e ILMN

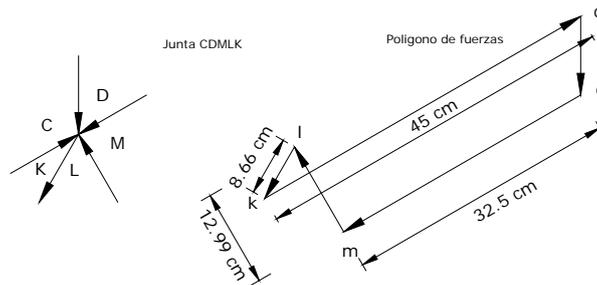


Figura 9.16 Nudo CDMLK

$$dm = 32.5 \text{ cm.} \quad \frac{32.5 \text{ cm}}{5 \text{ cm}} = 6.5 * 453.5 \text{ kg} = 2947.8 \text{ kg} \quad \text{Por lo tanto } \mathbf{DM = 2947.8 \text{ kg.}}$$

$$ml = 12.99 \text{ cm.} \quad \frac{12.99 \text{ cm}}{5 \text{ cm}} = 2.598 * 453.5 \text{ kg} = 1178.2 \text{ kg} \quad \text{Por lo tanto } \mathbf{ML = 1178.2 \text{ kg.}}$$

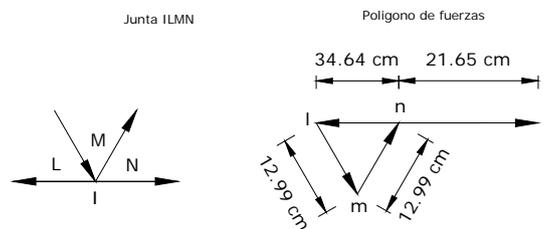


Figura 9.17 Nudo ILMN

$$mn = 12.99 \text{ cm.} \quad \frac{12.99 \text{ cm}}{5 \text{ cm}} = 2.598 * 453.5 \text{ kg} = 1178.2 \text{ kg} \quad \text{Por lo tanto } \mathbf{MN = 1178.2 \text{ kg.}}$$

$$ni = 21.65 \text{ cm.} \quad \frac{21.65 \text{ cm}}{5 \text{ cm}} = 4.33 * 453.5 \text{ kg} = 1963.6 \text{ kg} \quad \text{Por lo tanto } \mathbf{NI = 1963.6 \text{ kg.}}$$





Y por ultimo analizaremos en nudo DEONM

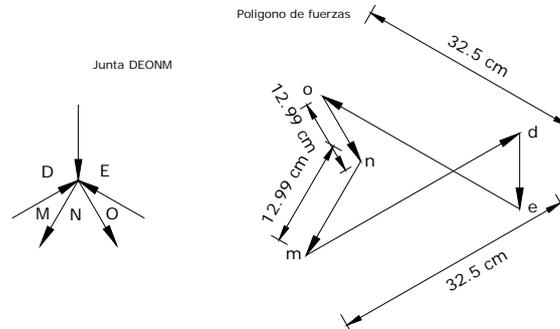


Figura 9.18 Nudo DEONM

$$eo = 32.5 \text{ cm.} \quad \frac{32.5 \text{ cm}}{5 \text{ cm}} = 6.5 * 453.5 \text{ kg} = 2947.8 \text{ kg} \quad \text{Por lo tanto } \mathbf{EO = 2947.8 \text{ kg.}}$$

$$on = 12.99 \text{ cm.} \quad \frac{12.99 \text{ cm}}{5 \text{ cm}} = 2.598 * 453.5 \text{ kg} = 1178.2 \text{ kg} \quad \text{Por lo tanto } \mathbf{ON = 1178.2 \text{ kg.}}$$

De la misma manera, podemos construir los polígonos de fuerzas para cada uno de los nudos restantes de la armadura. Puesto que estos polígonos de fuerzas determinan los esfuerzos en los miembros de las armaduras, se les denomina *polígono de esfuerzos*. En el análisis de la armadura, mediante el método grafico que se acaba de explicar, se puede ahorrar considerablemente trabajo si se combinan varios polígonos en un solo diagrama; este procedimiento se sigue siempre.

A este diagrama se le llama diagrama de fuerzas.

Para construir un diagrama de fuerzas, el principal paso consiste en dibujar el polígono de fuerzas de las fuerzas externas.

Al leer en el sentido de las manecillas del reloj, estas fuerzas son AB, BC, CD, DE, EF, FG, GH, HI, e IA. Para comenzar trácese la línea de cargas *ab, bc, cd, de, ef, fg* y *gf*.

Esta línea es vertical y paralela a la dirección de las cargas. La siguiente fuerza es HI, una fuerza hacia arriba igual a la mitad de la carga total en la armadura, así se establece el punto *i*. la ultima fuerza es IA, también hacia arriba, completando el polígono de fuerzas de las fuerzas externas.





Ahora al empezar con el nudo ABJI, tenemos ia y ab , así que a través del punto b dibujamos una línea paralela al miembro de la armadura BJ, y por el punto i una paralela a JI. La intersección de estas líneas determina el punto j , completando el polígono de fuerzas respecto al nudo ABJI, tenemos ia y ab , así que a través del punto b dibujamos una línea paralela al miembro BJ de la armadura, y a través del punto i una paralela a JI. La intersección de estas líneas establece el punto j , completando el polígono de fuerzas para las fuerzas sobre el nudo ABJI.

Se continúa del mismo modo con los nudos siguientes y se tiene finalmente completo el diagrama de fuerzas.

El último punto establecido es r y g deberá ser paralela al miembro RG. Si estas líneas no son paralelas, el diagrama de fuerzas es incorrecto; es decir, se ha cometido un error en algún punto. Esta autorrevisión es una de las grandes ventajas de analizar armaduras por el método gráfico.

9.6.2.2 Determinación del tipo de esfuerzo.

En la determinación de fuerzas, se trata solo de saber que miembros están a tensión y compresión.

Esto se puede hacer rápidamente con los siguientes pasos:

Paso 1. Se escoge un *nudo de referencia* en el diagrama de la armadura y se toma un miembro en particular. Este se debe efectuar con cuidado para leer los miembros en el sentido de las manecillas del reloj o en sentido contrario a la dirección que se usó en el dibujo del diagrama de fuerzas. En este caso se usó en el sentido de las manecillas del reloj.

Paso 2. Las letras se leerán en el mismo orden que en el Paso 1, refiriéndonos al diagrama de fuerzas y leyendo las fuerzas. Notamos que la dirección de esta fuerza está de acuerdo con este orden, tal como de izquierda a derecha, de abajo hacia la izquierda, hacia arriba, etc.





Paso 3. Regresamos al diagrama de fuerzas y, *con respecto al nudo de referencia* escogido en el Paso1, notamos que la dirección de la fuerza determinada en el Paso 2. Si la dirección se lee hacia el nudo de referencia, la fuerza es de compresión y si se lee alejándose del nudo, la fuerza será a tensión.

Nudo ABJI.

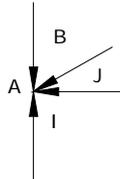


Figura 9.19 Nudo ABJI

Paso 1. Consideremos al miembro BJ respecto al nudo ABJI. Notamos que este miembro es BJ, *no* JB, porque en el diagrama de fuerzas se dibujó en el sentido de las manecillas del reloj.

Paso 2. Respecto al diagrama de fuerzas (Figura 9.19), el miembro *bj* se lee hacia abajo a la izquierda.

Paso 3. Regresamos al diagrama de la armadura (Figura 9.19), el miembro **BJ** se lee hacia la izquierda leyendo *hacia* la junta de referencia ABJI y por eso el miembro esta a **compresión**.

Nudo NOPI.

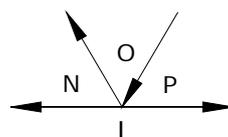


Figura 9.20 Nudo NOPI

Paso 1. Respecto al nudo de referencia NOPI, consideremos al miembro IN.

Paso 2. En el diagrama de fuerzas *in* se lee de derecha a izquierda.

Paso 3. Al leer In en el diagrama de la armadura de derecha a izquierda, leemos alejándonos del punto de referencia NOPI, por esto el **miembro IN esta a tensión**.





Para designar si los miembros están en compresión o a tensión se utilizaran flechas en los extremos de los miembros cerca de las juntas. Si la fuerza es de compresión, las flechas apuntan hacia los nudos, y se alejan de ellos la fuerza es de tensión.

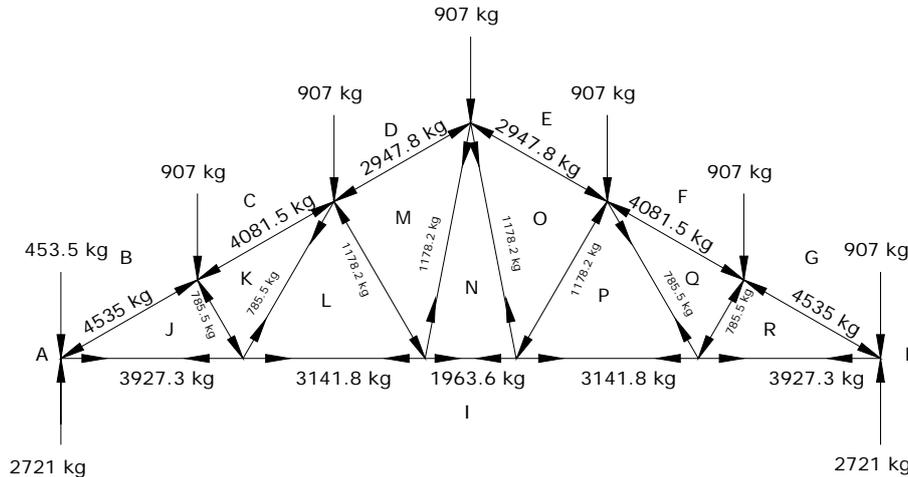


Figura 9.21 Armadura mostrando las cargas exteriores, Tipo y Magnitud de los esfuerzos

9.7 Armaduras de acero

El uso de los perfiles de acero estructural hace posible construir cualquier tipo de armadura para techo. En lugares donde es disponible, se puede encontrar que el acero es más económico que la madera, pero este no siempre es el caso. La sección mas frecuentemente empleada consta de dos ángulos desiguales, con los lados mayores colocados espalda con espalda, construyéndose la conexión en las juntas mediante la introducción de una placa de conexión entre ángulo. Los ángulos se aseguran a las placas por medio de remaches o soldaduras.

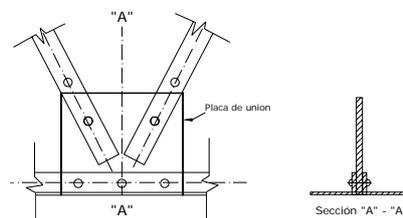


Figura 9.22 Conexión en las juntas mediante la introducción de una placa de conexión entre los ángulos.

El acero es un material ideal para resistir fuerzas de tensión. La armadura tipo fink, con miembros a tensión y a compresión de longitudes relativamente cortas, es un tipo ideal para la construcción de acero.





Otras dos armaduras triangulares comúnmente usadas son la armadura tipo Pratt y la tipo Howe; la Pratt es particularmente apropiada para la construcción de acero y la Howe cuando se emplea madera.



Foto 4. Armadura tipo warren (Utilizado para techo en cría de conejos)

En esta foto 4. encontramos que la armadura a sido empleada para la cría de conejos, la armadura esta formada por par de ángulos espalda con espalda como se puede observar, soporta un techo de lamina, largueros CF, las armaduras están apoyadas en columnas de concreto reforzado.

9.7.1 Tamaño de las secciones

Para evitar la excentricidad de las conexiones es admisible emplear para miembros de armaduras, dos ángulos en lugar de secciones más simples. Estos ángulos se colocan espalda con espalda a una separación que corresponde al espesor de la placa de conexión. Generalmente los ángulos tienen lados desiguales y están colocados con los lados cortos hacia afuera para proporcionar mayor rigidez. Para grandes armaduras o para armaduras en las cuales los esfuerzos son suficientemente grandes, se usan algunas veces secciones formadas por dos canales para los miembros en las cuerdas.

9.7.2 Miembros de acero a compresión

Todas las formulas usadas para el diseño de columnas de acero contienen el termino $\frac{l}{r}$, que es la relación de esbeltez. Es la longitud de la columna dividida entre el radio de giro. Las formulas del Instituto Americano de construcción de Acero (AISC) son las siguientes:

Para miembros principales a compresión con valores de $\frac{l}{r}$ menores de 120.

$f = 17000 - 0.485 \frac{l^2}{r^2}$ Convirtiéndolo al sistema métrico se tiene $f = 1195 - 0.0342 \frac{l^2}{r^2} \dots\dots Ecuación 9.3$





Para miembros a compresión con valores de $\frac{l}{r}$ mayores de 120, contraventeo y otros miembros secundarios.

Convirtiéndolo al sistema métrico se tiene $f = \frac{1265.4}{1 + \frac{l^2}{1265.4r^2}}$ Ecuación 9.4

$$f = \frac{18000}{1 + \frac{l^2}{18000r^2}}$$

Donde:

f = esfuerzo unitario permisible en la sección transversal de la columna, en kg/cm²

l = longitud no soportada de la columna, en centímetros

r = radio de giro mínimo de la sección transversal de la columna en centímetros

Para diseñar una columna de acero se investigan primero la carga de diseño y la longitud no arriostrada, siendo el procedimiento como sigue:

Paso 1. Proponemos una sección tentativa y de la tabla determinamos sus propiedades, el radio de giro mínimo y el área.

Paso 2. Se calcula la relación de esbeltez $\frac{l}{r}$, estando ambos términos en centímetros, y checar que la relación sea menor de 120, limite establecido para miembros principales a compresión.

Paso 3. Se calcula f , el esfuerzo unitario permisible a la compresión con la expresión 9.4 para columnas:

$$f = 1195 - 0.0342 \frac{l^2}{r^2}$$

Paso 4. Multiplicamos el valor de f encontrado en el paso 3 por el número de centímetros cuadrados de la sección. Este producto es la carga permisible en la sección de ensayo que ha sido propuesta.

Paso 5. La carga permisible encontrada en el paso 4 se compara ahora con la carga de diseño, y si se encuentra que es menor que la carga de diseño, se debe escoger una sección mayor y probarla de la misma manera.





9.7.3 Miembros de acero a tensión

Los miembros sujetos a tensión se encuentran en puentes y armaduras para techos, torres, sistemas de contraventeo y en miembros usados como tirantes (Vientos). La selección de un perfil que se va a utilizar como miembros tensión, está dada solo con la división de la carga entre el esfuerzo de tensión permisible, lo que da el área neta necesaria de la sección transversal ($A_{req} = P/F_t$). Y de aquí la sección del perfil de acero que tenga dicha área.

Aunque existen otras formas de seleccionar perfiles, una de ellas es el uso de tablas para la determinación del perfil, en donde solo se necesita la carga que soporta esta, se mostrara un ejemplo de selección de un perfil utilizando el **anexo 2**.

El tipo de miembro a usar puede depender más del tipo de su conexión en los extremos que de cualquier otro factor. Los miembros sujetos a tensión usualmente se forman de ángulos sencillos, pares de ángulos, canales, secciones compuestas por placas y perfiles laminado., estos son rígidos y fáciles de conectar.

Los miembros a tensión en armaduras para techo pueden estar formados de ángulos sencillos tan pequeños como de $\frac{1}{2}$ " X 2" X $\frac{1}{4}$ ", para miembros cortos y secundarios. Un buen elemento satisfactorio se fabrica con dos ángulos colocados espalda con espalda, con suficiente espacio entre ellos para permitir la inserción de placas para conexión. Los ángulos sencillos y los pares de ángulos son probablemente los tipos mas frecuentes de miembros sujetos a tensión.

Enseguida se muestran diferentes miembros de uso común.

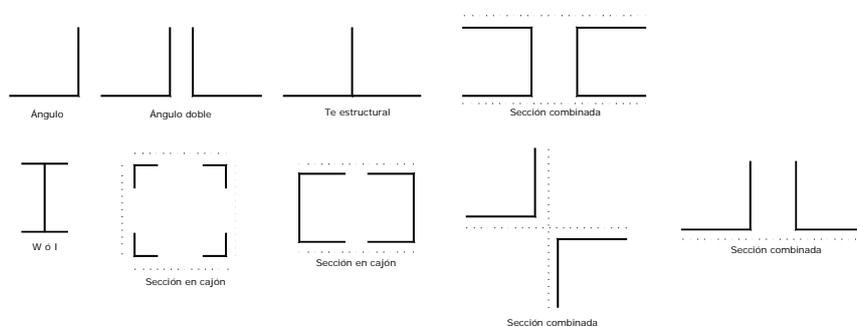


Figura 9.23 Perfiles utilizado en miembros a tensión





Los perfiles estructurales sencillos son un poco más económicos que los perfiles armados, estos son utilizados cuando los proyectistas no pueden obtener el área o la rigidez suficiente con los perfiles simples.

9.7.3.1 Sección neta

La presencia de un agujero en un miembro a tensión incrementara los esfuerzos, aunque el agujero quedara ocupado por un remache o tornillo, ya que existe un área menor de acero en la que la carga va a distribuirse, y existe una concentración de esfuerzos en los bordes del agujero.

El termino *área neta* se refiere al área total de la sección transversal del miembros menos la de agujeros, ranuras o muescas.

Sin un miembro a tensión falla, la sección se romperá en el punto donde su área sea mas pequeña. Esta área reducida ocurre en un agujero de remache. Los remaches se colocan generalmente en una sola línea y por eso la sección neta es la sección total del ángulo, menos el área que resulte de multiplicar el diámetro del agujero por el espesor del ángulo.

Para ángulos de 127 mm (5") y mayores, los remaches se colocan en dos líneas pero escalonados como se muestra en la cuerda inferior de la junta siguiente figura 9.24.

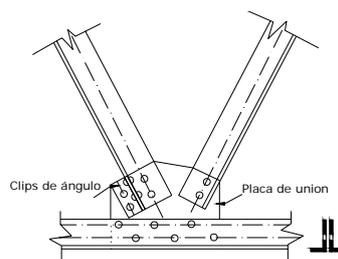


Figura 9.24 Colocación de remaches

Los agujeros para remaches se perforan 1.5 mm (1/16") mas grandes que el diámetro del remache, pero, pero al calcular el área a deducir, se supone que el diámetro es de 3.2 mm (1/8") mas grande que el diámetro del remache. El 1.5 mm (1/16") adicional es para compensar el daño al material que resulta del perforado.





Para el diseño de miembros a tensión se usará el **anexo 2**. Al usar estas tablas, notamos que el esfuerzo permisible unitario de tensión es de 1406 kg/cm^2 (20000 lb/plg^2) y las cargas permisibles son para un *solo ángulo con un solo agujero* de remache deducido.

El uso de clips en miembros grandes, permite remaches en ambos lados y para miembros más pequeños un ligero incremento en el tamaño del ángulo proporciona una tolerancia adecuada.

Ejemplo 9.5 Determinación de un miembro a tensión

Se requiere determinar el tamaño de un miembro de una armadura que resista una fuerza de tensión de 32199.5 kg (71000 lb), usando remaches de 22.22 mm ($7/8''$), $\frac{32199.5 \text{ kg}}{2} = 16099.7 \text{ kg}$. En el **anexo 2** encontramos que un ángulo de $4'' \times 3'' \times 5/16''$, permite una carga de tensión de 16145 kg (35600 lb); como sabemos que el miembro va a ser formada por dos ángulos, entonces se tiene:
 $16145 \text{ kg} * 2 = 32290 > 32199.5 \text{ kg}$ por lo tanto la sección escogida es aceptable.

9.7.4 Remaches

Aunque la soldadura se usa en grado considerable, el método mas usado para formar conexiones para miembros de armaduras es empleando remaches.

Un remache puede fallar por cortante en el vástago como se indica en la siguiente figura 9.25.

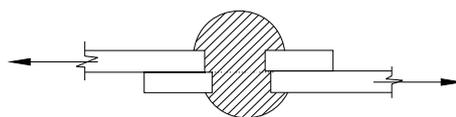


Figura 9.25 Falla por cortante en el vástago





O por aplastamiento como se muestra en la figura 9.26.

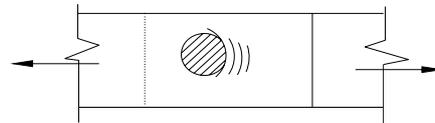


Figura 9.26 Falla por aplastamiento

Por aplastamiento se entiende de la tendencia de la superficie cilíndrica a cortar la placa o lado de un ángulo. Cuando los miembros se mantienen juntos por medio de un remache, como se muestra en la figura 9.26, hay una tendencia entre las dos piezas de metal a deslizarse una respecto a la otra. Esta tendencia es resistida por el remache. Si el remache falla por cortante, se cortará en el plano indicado por la línea punteada. Este remache se dice que está a *cortante simple*.

El valor permisible de trabajo para un remache a cortante simple es el área del vástago del remache multiplicada por el esfuerzo cortante permisible para remaches de hacer.

Para remaches colocados en caliente con remachadora el esfuerzo permisible es de 1055 kg/cm^2 (15000 lb/plg^2).

Cuando dos ángulos transmiten sus esfuerzos a una placa de conexión, la placa se coloca entre sus espaldas de los ángulos y resulta la condición indicada, como se muestra en la figura 9.27.

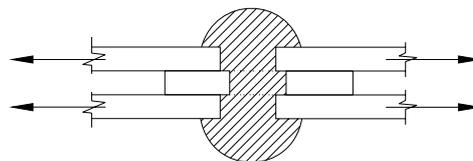


Figura 9.27 Colocación de ángulos

Para que el remache falle por cortante, dos superficies deben fallar como se muestra por la línea punteada. Se dice que el remache está a *cortante doble*. El valor permisible de trabajo de un remache a cortante doble es dos veces el valor del cortante simple, por haber dos planos a lo largo de los cuales tiende a fallar por cortante el remache.





Además del cortante en el remache hay también una tendencia en la conexión a fallar por desgarramiento de la placa donde se ejerce la presión de aplastamiento del remache. En la figura 9.26, se dice que el remache está en *aplastamiento simple*, puesto que el remache está a cortante simple. El área supuesta para resistir el aplastamiento, es un rectángulo cuyas dimensiones son el espesor de la placa o ángulo y diámetro del remache. Por esto, el esfuerzo permisible de trabajo de un remache de aplastamiento es esta área multiplicada por el esfuerzo permisible de trabajo de un remache de aplastamiento es esta área multiplicada por el esfuerzo permisible unitario de aplastamiento. Cuando un remache está a cortante simple, las placas o lados de los ángulos están a aplastamiento simple. El esfuerzo unitario de aplastamiento simple es de 2250 kg/cm^2 (32000 lb/plg^2).

Puesto que en armaduras los miembros generalmente consisten en dos ángulos separados por placas en sus conexiones, existe una condición de cortante doble como se muestra en la figura 9.27. Los miembros exteriores están a aplastamiento simple, pero la placa interior se dice que está a *aplastamiento doble*. Para la placa interior, los esfuerzos transferidos por el remache están más uniformemente distribuidos, además hay algo de fricción entre las placas. Debido a esto, el esfuerzo unitario permisible de aplastamiento para remaches sobre una placa fuertemente colocada entre otras dos (aplastamiento doble), es algo mayor que para una placa y un remache al aplastamiento simple, siendo el esfuerzo permisible 2952 kg/cm^2 (42000 lb/plg^2).

Los esfuerzos unitarios permisibles son:

Esfuerzo cortante unitario	1055 kg/cm^2 (15000 lb/plg^2)
Esfuerzo unitario al aplastamiento simple	2250 kg/cm^2 (32000 lb/plg^2)
Esfuerzo unitario al aplastamiento doble	2952 kg/cm^2 (42000 lb/plg^2)

Para encontrar el número de remaches para transmitir los esfuerzos de un miembro a la placa de conexión, se debe tener primero el espesor de la placa de conexión y el diámetro de los remaches.





El siguiente paso es encontrar el valor crítico de un remache, se considera los siguientes datos:

Una placa de conexión de 9.52 mm (3/8") colocada entre dos ángulos de 6.35 mm (1/4") de espesor. El diámetro de los remaches es 22.22 mm (7/8"). Esta condición se indica en la figura 9.27.

Se nota que el remache esta a cortante doble y la placa de conexión esta al aplastamiento doble y los lados de los ángulos están al aplastamiento simple, puesto que ellos no son interiores.

9.7.4.1 Cortante doble. El área de un remache es $\frac{\pi d^2}{4} = \frac{3.1416 * (2.22 \text{ cm})^2}{4} = 3.87 \text{ cm}^2$.

Debido a que el esfuerzo unitario permisible al cortante es de 1055 kg/cm² (15000 lb/plg²), 3.87 cm² * 1055 kg/cm²= 4082 kg, el valor de trabajo permisible de un remache de 7/8" al cortante simple.

Como el remache esta a cortante doble entonces 2* 4082 lb= **8165 kg** es el esfuerzo permisible de trabajo de un remache de 22.22 mm (7/8") al cortante doble.

9.7.4.2 Aplastamiento doble. La placa de conexión interior de 9.52 mm (3/8") esta al aplastamiento doble. El área supuesta al aplastamiento de un remache contra la placa es el diámetro del remache, multiplicado por el espesor de la placa de conexión. Por esto, el área de aplastamiento es 2.22 cm* 0.952 cm =2.11 cm². Esta área multiplicada por el esfuerzo unitario permisible para aplastamiento doble es 2.11 cm²* 2952 kg/cm²= **6228 kg** el valor permisible de trabajo de un remache de 22.22 mm (7/8") en una placa de conexión de 9.52 mm (3/8") al aplastamiento doble.

9.7.4.3 Aplastamiento simple. Si se considera primero solamente uno de los lados del ángulo, el área de aplastamiento es 2.22 cm* 0.635 cm = 1.41 cm².

Puesto que este lado del ángulo esta al aplastamiento simple, el esfuerzo unitario permisible al aplastamiento es de 2250 kg/cm² (32000 lb/plg²) y por eso el esfuerzo de trabajo es 1.41 cm²* 2250 kg/cm²= 3172 kg.





Como son dos ángulos uno a remache de 22.22 mm (7/8"), en los dos ángulos al aplastamiento simple es $2 \times 3172 \text{ kg} = \mathbf{6344 \text{ kg}}$.

Así por medio de cálculos se encuentran los valores de trabajo.

Cortante doble en remache de 22.22 mm (7/8")	= 8165 kg
Aplastamiento doble en la placa de conexión de 9.52 mm (3/8")	= 6228 kg
Aplastamiento simple en dos ángulos de 6.35 mm (1/4") de espesor	= 6344 kg.

De estos tres valores **6228 kg** es el mas pequeño y por eso es el *valor critico*.

Para encontrar el numero de remaches necesario para un miembro, solamente dividimos la carga del miembro entre el valor critico."Dos es el número mínimo de remaches usados para cualquier conexión".

En una junta de la cuerda superior en la cual un larguero produce una fuerza, se usara un número suficiente de remaches en la conexión que resista las reacciones de los largueros, así como las fuerzas en los miembros de la cuerda.

9.7.5 Contraventeo de armaduras

Las armaduras se diseñan con al suposición de que se mantienen en planos verticales. Las cargas de viento en los lados, en los extremos de un edificio, y la vibración ocasionada por la maquinaria, producen fuerzas que deben ser contrarrestadas por medio de un sistema de contraventeo. Los esfuerzos desarrollados en tal Contraventeo no se pueden estimar con aproximación. Para condiciones normales, el contraventeo generalmente esta confinado a los planos de las cuerdas superior e inferior, como se ilustra en la figura 9.28.



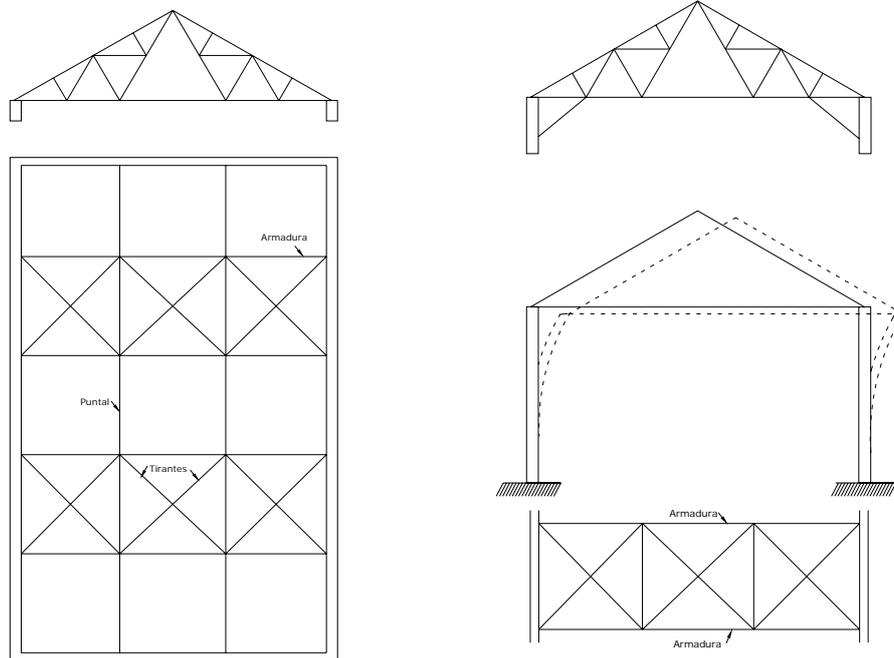


Figura 9.28 Contraventeo de la cuerda superior Figura 9.29 Contraventeo de la cuerda superior

Generalmente consiste de varillas de 19 mm (3/4") de diámetro que se extienden diagonalmente entre armaduras. Generalmente los largueros y la construcción del techo proporcionan suficiente rigidez como para contraventar las armaduras en los planos de las cuerdas superiores. El contraventeo diagonal se puede usar entre todas las armaduras o entre ejes alternados como se ve en la figura 9.28 y 9.29.

9.7.6 Columnas de acero

Cuando una fuerza tiende a comprimir o acortar un miembro, se dice que los esfuerzos producidos son de compresión, y se dice que el miembro es un miembro sujeto a compresión. Hay diversos tipos de miembros sujetos a compresión, siendo las columnas el más conocido, entre los tipos están las cuerdas superiores de las armaduras, miembros de arriostamiento, entre otros, y los miembros sujetos simultáneamente a cargas que producen flexión y compresión. Se piense usualmente que las columnas son miembros verticales y rectos, cuyas longitudes son considerablemente mayores que las dimensiones de su sección transversal. Los miembros verticales cortos sujetos a cargas de compresión son a menudo llamadas piezas cortas comprimidas.





Mientras mas larga es una columna para la misma sección transversal, mayor es su tendencia a pandear y menor es su capacidad de carga. La tendencia de un miembro al pandeo, se mide indiferentemente por su *relación de esbeltez*, que ha sido definida como la relación entre la longitud del elemento y su menor radio de giro. La tendencia al pandeo se ve también afectada por factores tales como tipos de conexiones de extremo, excentricidades en la aplicación de la carga, imperfecciones del material, torceduras iniciales, esfuerzos residuales de fabricación etc.

El resultado de todas estas imperfecciones no puede expresarse mediante formulas y por consecuentemente se deben usar altos factores de seguridad.

La situación ideal ocurre cuando las cargas se aplican uniformemente a través de la columna, y cuando el centro de gravedad de las cargas coincide con el centro de gravedad de la columna.

Si las cargas se centran perfectamente sobre la columna, se les llama cargas axiales o concéntricas.

Las secciones utilizadas como miembros sujetos a compresión son con frecuencia semejantes a aquellas utilizadas como miembros sujetos a tensión, con algunas excepciones, ya que en los miembros a compresión varían de algún modo inversamente con la relación $\frac{l}{r}$ y se requieren miembros rígidos.

A continuación se presentan algunos tipos de miembros a compresión mas utilizados.

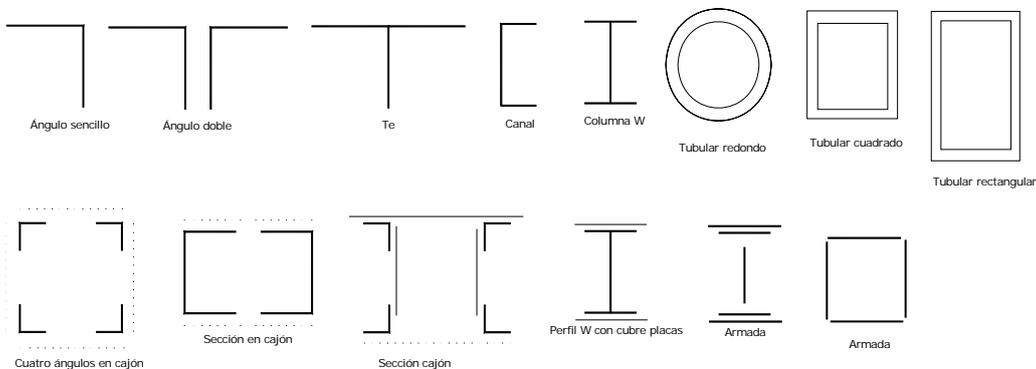


Figura 9.30 Perfiles utilizados en columnas de acero





9.7.6.1 Pasos para determinar el tamaño de la columna

- a. Primeramente determinamos la carga que soporta la columna y la longitud de la columna.

Pu = Carga que soportara la columna en Kg.

L = longitud de la columna en metros.

- b. Proponemos una relación de esbeltez $\frac{Kl}{r}$, y del **anexo 3**, con la relación de esbeltez obtenemos el factor crítico de pandeo (**Fa** en kg/cm²) para determinado acero.

- c. Con la siguiente expresión se obtiene el Área del perfil requerido.

$$A_{req} = \frac{Pu}{Fa} \dots\dots\dots Ecuación 9.5$$

Donde

Areq = Área requerida del perfil, en cm².

Pu = Carga de trabajo en kg.

Fa = Factor crítico de pandeo en kg/cm².

- d. De acuerdo al área requerida, se entra al **anexo 4**. y se selecciona un perfil con el área calculada anteriormente, y se obtienen los datos de Área del perfil seleccionado y radio de giro mínimo.

- e. Teniendo todos los datos anteriores se procede a calcular la relación de esbeltez $\frac{Kl}{r}$

- f. Teniendo $\frac{Kl}{r}$, se entra al **anexo3**. y se obtiene un nuevo factor crítico de pandeo (**Fa** en kg/cm²), y se obtiene el área del nuevo perfil seleccionado y su radio de giro mínimo.

- g. El Área del perfil seleccionado se multiplica por el Factor crítico de pandeo y se obtiene la carga de trabajo admisible de este perfil.

$$P_{admisible} > Pu$$

- h. Si **P_{admisible} < Pu** se vuelve al inciso b y se sigue todo el procedimiento descrito.





9.7.7 Placa base para columnas

Cuando una columna de acero se apoya en la base superior de un cimiento, o de una zapata aislada, es necesario que la carga de la columna se distribuya en una área suficiente para evitar exceda el esfuerzo permisible en el concreto. Las cargas de las columnas de acero se transmiten a través de una base de placa de acero aun área razonablemente grande del cimiento, que se localiza debajo de dicha placa. Las placas de base de las columnas de acero, pueden soldarse directamente a las columnas, o pueden ligarse por medio de alguna oreja de ángulo remachado o soldada, estos dos métodos de conexión se pueden ver en las siguientes figuras 9.31, 9.32 y 9.33.

Se muestra una placa base soldada directamente a la columna como se puede ver en la figura 9.31.

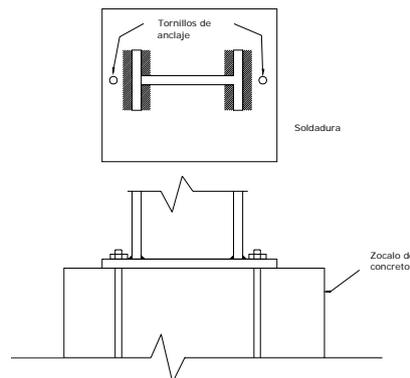


Figura 9.31 Placa base soldada a la columna

Para columnas pequeñas, estas placas pueden soldarse a la columna en el taller, pero para columnas mayores es necesario embarcar las placas separadamente y colocarlas en si nivel correcto. Entonces las columnas se montan se conectan con el cabezal mediante rodillos de anclaje o anclas que pasan a través de las orejas de ángulos que se han soldado a las columnas en el taller, como se muestra en la siguiente figura 9.32.



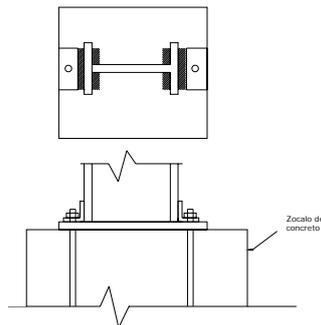


Figura 9.32 Columna con anclaje y orejas de ángulos

Para analizar la placa de base mostrada en la siguiente figura 9.33.

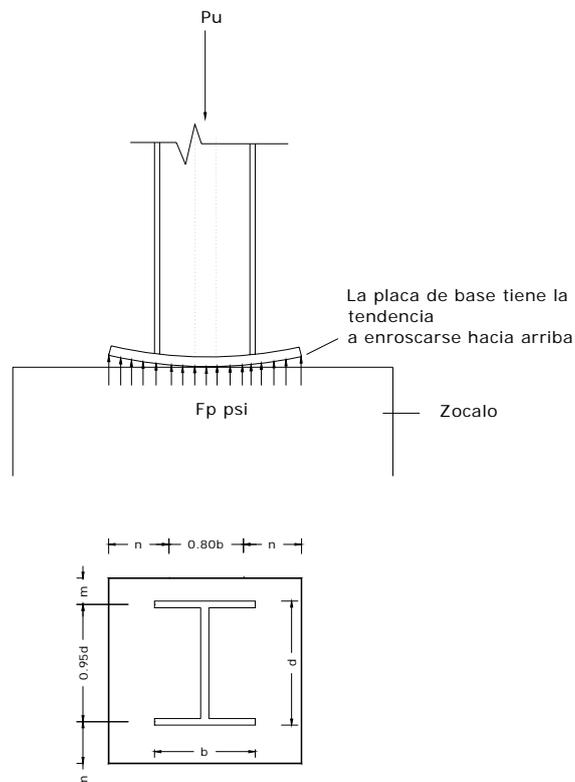


Figura 9.33 Partes de una placa base para columna

Se supone que la columna esta solicitada por una carga P y transmitida a la placa de la base, y se considera que esta carga se distribuye uniformemente a través de dicha placa al cabezal, con un valor de F_p . El cabezal reaccionara a su vez, con un valor F_p psi, y tendera a flexionar las partes las partes que queden en voladizo de la placa base, y queden fuera de la columna.





Esta presión también tiende a empujar hacia arriba la parte de la placa comprendida entre los patines de la columna, el manual de construcción del acero deprecia esta flexión y que la placa se diseñe con flexión exterior, considerando que los puntos de momento máximo ocurren cerca de la línea de contacto del patín con la placa. El manual de construcción del acero toma momentos máximos en una placa base a distancias entre 0.80b y 0.95d. Conociendo los valores de *m* y *n*, se puede calcular el espesor necesario de la placa, las placas de base deben transmitir momentos.

9.7.7.1 Procedimiento para el diseño de la placa base

Se debe de determinar la carga *Pu* a la que estará sometida la placa base.

Pu = Carga de trabajo que soportará la placa base, en kg.

Suponer un dado en la que estará apoyada la placa base de la columna:

$A_1 = (Largo)(Ancho) \dots\dots\dots Ecuación 9.6$

A₁ = Área del dado en cm².

Se calculan las 3 posibles áreas de la placa base con las siguientes expresiones:

$A_2 = \frac{1}{A_1} \left(\frac{Pu}{\phi_c 0.85 f'c} \right)^2 \dots\dots\dots Ecuación 9.7$

Donde

A₁ = Área del dado propuesto en cm²

Pu = Carga de trabajo en kg.

Φ = 0.6 coeficiente por aplastamiento en el concreto

f'c = Resistencia del concreto a compresión, 210 kg/cm²

$A_3 = \frac{Pu}{\phi_c 1.7 f'c} \dots\dots\dots Ecuación 9.8$

Donde

Pu = Carga de trabajo en kg.

Φ = 0.6 coeficiente por aplastamiento en el concreto

f'c = Resistencia a la compresión del concreto, 210 kg/cm²





$$A_4 = bf \times d \dots\dots\dots Ecuación 9.9$$

bf = Ancho del patín en cm.
d = Peralte del patín en cm.

De las expresiones dadas se escoge la que tenga mayor área.

Las dimensiones de la placa base se optimiza cuando $m = n$ y con ella se obtiene el espesor mínimo de la placa, esto sucede cuando:

$$N \approx \sqrt{A_1} + \Delta \dots\dots\dots Ecuación 9.10$$

Siendo

$$\Delta = 0.5(0.95d - 0.8bf) \dots\dots\dots Ecuación 9.11$$

Entonces

$$B = \frac{A_1}{N} \dots\dots\dots Ecuación 9.12$$

Teniendo lo anterior se puede calcular m y n

$$n = \frac{B - 0.8bf}{2} \dots\dots\dots Ecuación 9.13$$

$$n = \frac{N - 0.95d}{2} \dots\dots\dots Ecuación 9.14$$

Para calcular el espesor de la placa, se toma el valor mayor de m o n .

$$t_p = m \sqrt{\frac{2Pu}{0.9 F_y BN}} \dots\dots\dots Ecuación 9.15$$

$$t_p = n \sqrt{\frac{2Pu}{0.9 F_y BN}} \dots\dots\dots Ecuación 9.16$$

Donde

t_p = Espesor de la placa en mm.
F_y = 2530 kg/cm² esfuerzo del acero





Foto 5. Armadura tipo "A"

Se observa en la foto una armadura tipo "A", soportando un techo de lamina intercalada con lamina traslucida.



Foto 5.1 Cuerda superior de la Armadura tipo "A"

También podemos ver que la cuerda superior de la armadura esta formada por un perfil CF monten al igual que los largueros.



Foto 5.2 Columnas de la Armadura Tipo "A"

En esta parte de la foto podemos observar las columnas de sección en caja, teniendo como drenaje tubo PVC apoyadas entre las armaduras.





X. ANALISIS Y DISEÑO DE UN ARMADURA DE ACERO TIPO FINK

Se diseñara una armadura de Acero tipo Fink que se utilizara en una planta lechera, la cual tendrá 8 paneles con un claro de 18.3 m y una inclinación de 30°, las Armaduras tendrán 5.2 m de centro a centro.

El techo tiene una cubierta de Lamina corrugada de calibre 20 (9.76 kg/m²) colocado sobre un enduelado de 1 pulgada de espesor, con viguetas de techo de 2 X 6 pulgadas, Largueros con un peso de 22.76 kg/m. Se consideraran cargas verticales para Nieve y Viento combinados.

10.1 Calculando la longitud de la cuerda superior (X)

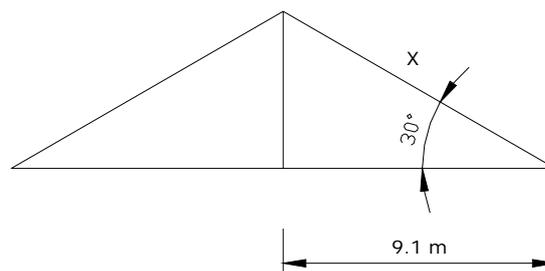


Figura 10.1 Calculo de la Longitud de la CS de la Armadura Fink

$$\cos 30^\circ = \frac{9.1 \text{ m}}{X}$$

$$X = \frac{9.1 \text{ m}}{\cos 30^\circ} = 10.55 \text{ m}$$

Por lo tanto la cuerda superior es de 10.55 m de longitud.





10.2 Separación de los Nudos

Tomando en cuenta que se tienen 8 paneles en total o bien 4 paneles comprendida en cada cuerda superior.

$$\text{Separación entre nudos} = \frac{CS}{\text{No de paneles}} = \frac{10.55 \text{ m}}{4} = 2.63 \text{ m}$$

10.3 Calculamos el Área Tributaria que corresponde a cada nudo.

Puesto que las armaduras están separadas 5.2 m de centro a centro y 2.63 m entre nudos, el área tributaria del techo que corresponde a un nudo es:

$$\text{Área Tributaria} = 2.63 \text{ m} * 5.2 \text{ m} = 13.676 \text{ m}^2$$

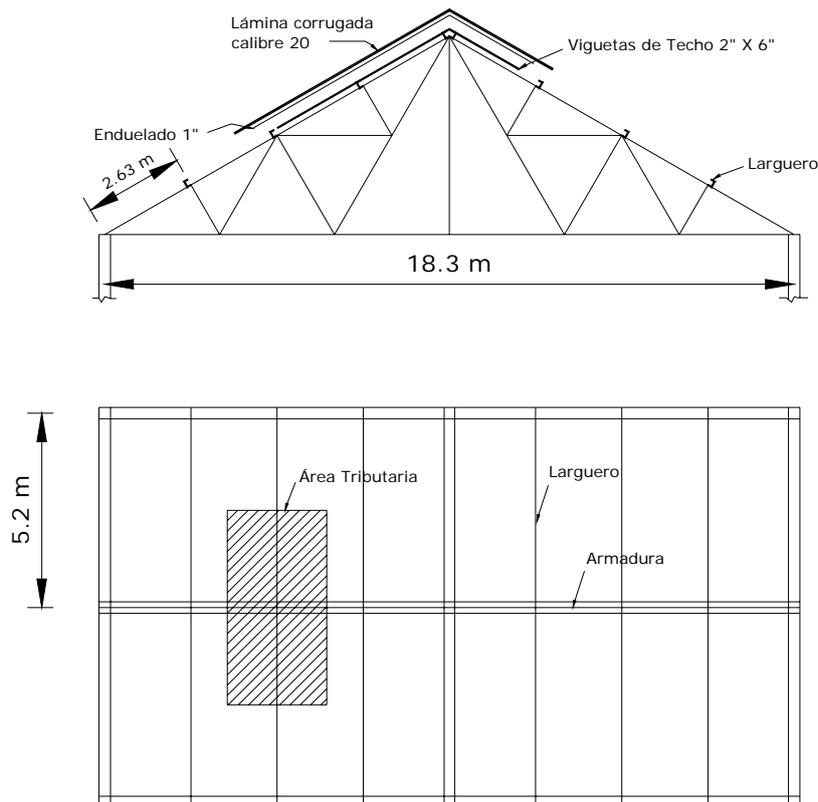


Figura 10.2 Área Tributaria de cada nudo





10.4 Peso del Larguero

$$Pl = 22.76 \frac{kg}{m} * 5.2 m = 118.04 kg$$

El peso de un larguero dividido entre el número de pies cuadrados correspondientes al área tributaria de un nudo, da como resultado el peso del larguero por pie cuadrado correspondiente a la superficie de techo.

$$Pl = \frac{118.04 kg}{13.676 m^2} = 8.63 \frac{kg}{m^2}$$

10.5 Estimando las cargas muertas

- Techado con Lámina corrugada cal. 20 = 9.76 kg/m² Tabla 10.1
- Enduelado 1" de espesor = 14.64 kg/m² Tabla 10.1
- Viguetas de techo 2 X 6 pulgadas = 4.88 kg/m² Tabla 10.2
- Largueros = 8.63 kg/m² Calculado en el paso 11. 4
- Peso de la Armadura tipo Fink = 44.89 kg/m² Tabla 10.3
(Inclinación ¼, Claro 60 ft)

$$\text{Total} = 82.8 \text{ kg/m}^2$$

- Carga Muerta por panel = Área tributaria * Carga Total

$$CM_T \text{ por panel} = 13.676 m^2 * 82.8 \frac{kg}{m^2} = 1132.37 kg \approx 1133 kg$$

- Carga Muerta total en la Armadura

$$Carga \text{ muerta total Armadura} = 8 \text{ paneles} * 1133 kg = 9064 kg$$

10.6 Estimando las cargas vivas

- Carga por Viento y nieve combinados (inclinación 30)

$$Carga \text{ x VN combinados} = 117.12 \frac{kg}{m^2} \text{ (De la tabla 10.5).}$$

$$Carga \text{ x VN combinados por nudo} = 117.12 \frac{kg}{m^2} * 13.676 m^2 = 1601.7 kg$$





- Carga viva total x VN combinado

$$Carga\ viva\ total\ Armadura = 8\ paneles * 1601.7\ kg = 12814\ kg$$

10.7 Suma de cargas muertas y cargas vivas

- Carga muerta por panel = 1133 kg
- Carga x VN combinados por nudo = 1602 kg

$$Carga\ total\ x\ Nudo = 2735\ kg$$

10.8 Figura de Armadura tipo Fink (Se muestran todas las Fuerzas externas actuantes).

- Calculamos la reacción de cada apoyo con ayuda del diagrama de fuerzas de la armadura tipo fink. Tomando una escala de 10 cm. = 453.51 kg.

Teniendo todas las fuerzas externas en el diagrama de fuerzas, se procede a medir la longitud de R1, (Tendiendo en cuenta de que la Armadura tipo Fink esta cargada simétricamente y por lo tanto R1 es la mitad de la línea a - j), y por consecuencia de esta, R2 es la otra mitad.

$$R_1 = R_2 = 241.28\ cm$$

Haciendo las conversiones se tiene que:

$$\frac{241.28\ cm}{10\ cm} = 24.128$$

$$R_1 = R_2 = 24.128 * 453.51\ kg = 10942.4\ kg$$

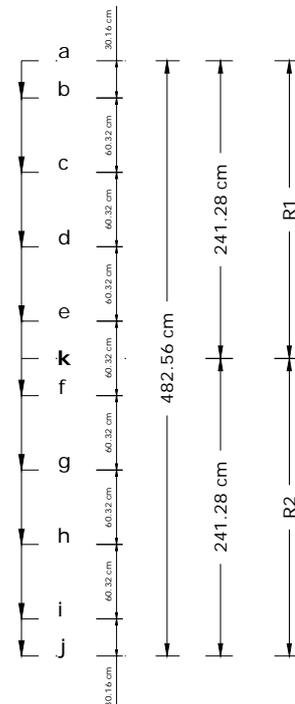


Figura 10.3 Cálculo de reacciones en los apoyos





Teniendo el diagrama de fuerzas de la armadura tipo Fink, procedemos a hacer las respectivas conversiones para determinar la magnitud del esfuerzo de los miembros del alma.

Miembro BL = 422.24 cm.

$$\frac{422.24 \text{ cm}}{10 \text{ cm}} = 42.224 * 453.51 \text{ kg} = 19149 \text{ kg} \quad \therefore \text{El miembro BL} = 19149 \text{ kg}$$

Miembro CM = 392.87 cm

$$\frac{392.87 \text{ cm}}{10 \text{ cm}} = 39.287 * 453.51 \text{ kg} = 17817 \text{ kg} \quad \therefore \text{El miembro CM} = 17817 \text{ kg}$$

Miembro DO = 362.71 cm

$$\frac{362.71 \text{ cm}}{10 \text{ cm}} = 36.271 * 453.51 \text{ kg} = 16449 \text{ kg} \quad \therefore \text{El miembro DO} = 16449 \text{ kg}$$

Miembro ER = 332.55 cm

$$\frac{332.55 \text{ cm}}{10 \text{ cm}} = 33.255 * 453.51 \text{ kg} = 15081.5 \text{ kg} \quad \therefore \text{El miembro ER} = 15081.5 \text{ kg}$$

Miembro LK = 365.67 cm

$$\frac{365.67 \text{ cm}}{10 \text{ cm}} = 36.567 * 453.51 \text{ kg} = 16583.5 \text{ kg} \quad \therefore \text{El miembro LK} = 16583.5 \text{ kg}$$

Miembro NK = 313.33 cm

$$\frac{313.33 \text{ cm}}{10 \text{ cm}} = 31.333 * 453.51 \text{ kg} = 14210 \text{ kg} \quad \therefore \text{El miembro NK} = 14210 \text{ kg}$$

Miembro QK = 208.5 cm

$$\frac{208.5 \text{ cm}}{10 \text{ cm}} = 20.85 * 453.51 \text{ kg} = 9455.5 \text{ kg} \quad \therefore \text{El miembro QK} = 9455.5 \text{ kg}$$

Miembro LM = 52.24 cm

$$\frac{52.24 \text{ cm}}{10 \text{ cm}} = 5.224 * 453.51 \text{ kg} = 2369 \text{ kg} \quad \therefore \text{El miembro LM} = 2369 \text{ kg}$$

Miembro NP = 104.48 cm

$$\frac{104.48 \text{ cm}}{10 \text{ cm}} = 10.448 * 453.51 \text{ kg} = 4738 \text{ kg} \quad \therefore \text{El miembro NP} = 4738 \text{ kg}$$

Miembro OR = 52.24 cm

$$\frac{52.24 \text{ cm}}{10 \text{ cm}} = 5.224 * 453.51 \text{ kg} = 2369 \text{ kg} \quad \therefore \text{El miembro OR} = 2369 \text{ kg}$$





Miembro MN = 52.24 cm

$$\frac{52.24 \text{ cm}}{10 \text{ cm}} = 5.224 * 453.51 \text{ kg} = 2369 \text{ kg} \quad \therefore \text{El miembro MN} = 2369 \text{ kg}$$

Miembro PQ = 104.48 cm

$$\frac{104.48 \text{ cm}}{10 \text{ cm}} = 10.448 * 453.51 \text{ kg} = 4738 \text{ kg} \quad \therefore \text{El miembro PQ} = 4738 \text{ kg}$$

Miembro RQ = 156.26 cm

$$\frac{156.26 \text{ cm}}{10 \text{ cm}} = 15.626 * 453.51 \text{ kg} = 7086.5 \text{ kg} \quad \therefore \text{El miembro RQ} = 7086.5 \text{ kg}$$

Miembro PO = 52.24 cm

$$\frac{52.24 \text{ cm}}{10 \text{ cm}} = 5.224 * 453.51 \text{ kg} = 2369 \text{ kg} \quad \therefore \text{El miembro PO} = 2369 \text{ kg}$$

Enseguida se muestra la tabla de esfuerzos (1 ton = 1000 kg)

Cuadro 10.1 Magnitud y tipo de Esfuerzos determinados

Miembro	Tipo de Fuerza	Magnitud (Ton)
BL	C	19.149
CM	C	17.817
DO	C	16.449
ER	C	15.081
LK	T	16.583
NK	T	14.210
QK	T	9.455
LM	C	2.369
NP	C	4.738
OR	C	2.369
MN	T	2.369
PQ	T	4.738
RQ	T	7.086
PO	T	2.369





10.10 Selección de miembros en compresión para la armadura tipo Fink.

a. *Miembros a compresión (Cuerda superior) conformada por los miembros BL, CM, DO y ER, la cuerda superior será continua desde el apoyo hasta la cumbrera. El esfuerzo máximo se encuentra en el miembro BL = 19.149 ton, con una longitud de 2.63 m.*

1) Entrando al **anexo 1**, con una longitud no soportada $L = 2.4\text{m}$ (8 ft), se encuentra que 2LD 3 X 2 ½ X 3/8, con un $r_{\min} = 2.4\text{ cm}$ (0.93") en el eje X – X, y con un Área = 24.77 cm^2 (3.84 in²), soporta una fuerza de 20.4 ton (45 kips).

2) Relación de esbeltez $\frac{L}{r}$

$$\frac{L}{r} = \frac{263\text{ cm}}{2.4\text{ cm}} = 109.5 \quad \text{Como } \frac{L}{r} < 120 \quad \therefore 109.5 < 120 \text{ Se acepta la sección}$$

b. *Miembros a compresión (miembros secundarios) conformada por los miembros LM, NP, OR.*

- El esfuerzo en el miembro LM = OR = 2.369 ton, con una longitud de 1.53 m.
 - Entrando al **anexo 1**, con una longitud no soportada $L = 1.83\text{ m}$ (6 ft), se encuentra que 2LD 2 ½ X 2 X ¼, con un $r_{\min} = 1.98\text{ cm}$ (0.78") en el eje X – X, y con un Área = 13.67 cm^2 (2.12 in²), soporta una fuerza de 12.25 ton (27 kips).

➤ Relación de esbeltez $\frac{L}{r}$

$$\frac{L}{r} = \frac{153\text{ cm}}{1.98\text{ cm}} = 77.27 \quad \text{Como } \frac{L}{r} < 120 \quad \therefore 77.27 < 120 \text{ Se acepta la sección}$$





- El esfuerzo en el miembro NP = 4.738 ton, con una longitud de 3.04 m.
 - Entrando al **anexo 1**, con una longitud no soportada L = 3.04 m (10 ft), se encuentra que 2LD 3½ X 2 ½ X ¼ , con un $r_{\min} = 2.7 \text{ cm}$ (1.09") en el eje Y – Y, y con un Área = 18.58 (2.88 in²), soporta una fuerza de 14.5 ton (32 kips).
 - Relación de esbeltez $\frac{L}{r}$

$$\frac{L}{r} = \frac{304 \text{ cm}}{2.7 \text{ cm}} = 112.6 \quad \text{Como } \frac{L}{r} < 120 \quad \therefore 112.6 < 120 \text{ Se acepta la sección}$$

10.11 Selección de miembros a tensión para la armadura tipo Fink.

- a. *Miembros a tensión (Cuerda inferior) conformada por los miembros LK, NK, QK, la cuerda inferior estarán hechas de miembros continuos. El esfuerzo máximo se encuentra en el miembro LK = 16.583 ton.*

Debido a que el **anexo 2**, solo presenta valores de carga para un solo Ángulo.

$$\frac{16.583 \text{ ton}}{2} = 8.291 \text{ ton} \quad \text{Es la carga que debe soportar cada uno de los ángulos.}$$

- Entrando al **anexo 2**, con remaches de 19.0 mm (3/4"). Se encuentra que 1LD 3 X 2 ½ X ¼, con un área = 8.542 cm² (1.31 plg²), soporta una carga de tensión de 9.8 ton (21.8 kip).

Debido a que se colocaran 2LD 3 X 2 ½ X ¼ la carga total que soportan estos dos ángulos es de 9.8 ton * 2 ángulos = 19.7 ton.

Debido que el miembro LK = 16.583 ton < 19.7 ton, se acepta la sección propuesta.





b. *Miembros a tensión (miembros secundarios) conformada por los miembros MN, PQ, RQ, PO.*

1) El esfuerzo en el miembro MN = PO = 2.369 ton.

Debido a que el **anexo 2**, solo presenta valores de carga para un solo Ángulo.

$$\frac{2.369 \text{ ton}}{2} = 1.184 \text{ ton} \text{ Es la carga que debe soportar cada uno de los ángulos.}$$

- Entrando al **anexo 2**, con remaches de 19.0 mm (3/4"). Se encuentra que 1LD 2 ½ X 2 X ¼, con un área =6.8 cm² (1.06 plg²), soporta una carga de tensión de 7.6 ton (16.8 kip).

Debido a que se colocaran 2LD 2 ½ X 2 X ¼, la carga total que soportan estos dos ángulos es de 7.6 ton * 2 ángulos = 15.2 ton.

Debido a que el miembro MN = 2.369 ton < 15.2 ton, se acepta la sección propuesta.

2) El esfuerzo en el miembro PQ = 4.738.

Debido a que el **anexo 2**, solo presenta valores de carga para un solo Ángulo.

$$\frac{4.738 \text{ ton}}{2} = 2.369 \text{ ton} \text{ Es la carga que debe soportar cada uno de los ángulos.}$$

- Entrando al **anexo 2**, con remaches de 19.0 mm (3/4"). Se encuentra que 1LD 2 ½ X 2 X ¼, con un área =6.8 cm² (1.06 plg²), soporta una carga de tensión de 7.6 ton (16.8 kip).

Debido a que se colocaran 2LD 2 ½ X 2 X ¼, la carga total que soportan estos dos ángulos es de 7.6 ton * 2 ángulos = 15.2 ton.

Debido a que el miembro PQ = 4.738 ton < 15.2 ton, se acepta la sección propuesta.





3) El esfuerzo en el miembro RQ = 7.086 ton.

Debido a que el **anexo 2**, solo presenta valores de carga para un solo Ángulo.

$$\frac{7.086 \text{ ton}}{2} = 3.543 \text{ ton}$$

Es la carga que debe soportar cada uno de los ángulos.

- Entrando al **anexo 2**, con remaches de 19.0 mm (3/4"). Se encuentra que 1LD 2 ½ X 2 X ¼, con un área =6.8 cm² (1.06 plg²), soporta una carga de tensión de 7.6 ton (16.8 kip).

Debido a que se colocaran 2LD 2 ½ X 2 X ¼, la carga total que soportan estos dos ángulos es de 7.6 ton * 2 ángulos = 15.2 ton.

Debido a que el miembro RQ = 7.086 ton < 15.2 ton, se acepta la sección propuesto.

Por ser simétrica la armadura, los miembros igualmente colocados en cada lado de la armadura, serán las mismas secciones.

Cuadro 10.2 Tipo, magnitud del esfuerzo de los miembros y perfiles seleccionados

Miembro	Tipo de Fuerza	Magnitud (ton)	Sección
BL	C	19.149	2LD 3 X 2 ½ X 3/8
CM	C	17.817	2LD 3 X 2 ½ X 3/8
DO	C	16.449	2LD 3 X 2 ½ X 3/8
ER	C	15.081	2LD 3 X 2 ½ X 3/8
LK	T	16.583	2LD 3 X 2 ½ X ¼
NK	T	14.210	2LD 3 X 2 ½ X ¼
QK	T	9.455	2LD 3 X 2 ½ X ¼
LM	C	2.369	2LD 2 ½ X 2 X ¼
NP	C	4.738	2LD 3½ X 2 ½ X ¼
OR	C	2.369	2LD 2 ½ X 2 X ¼
MN	T	2.369	2LD 2 ½ X 2 X ¼
PQ	T	4.738	2LD 2 ½ X 2 X ¼
RQ	T	7.086	2LD 2 ½ X 2 X ¼
PO	T	2.369	2LD 2 ½ X 2 X ¼





10.12 Cálculo del número de remaches en las juntas

Para la determinación del número de remaches, se tomara 19.0 mm ($\frac{3}{4}$ " de diámetro dado que es el más usual. Las placas de 9.5 mm ($\frac{3}{8}$ " de espesor porque son las que mejor pueden transmitir los esfuerzos.

Del **anexo 5**, se toman los esfuerzos permisibles para remaches.

Esfuerzo cortante unitario = 1055 kg/cm² (15000 lb/plg²)

Esfuerzo unitario al aplastamiento simple = 2250 kg/cm² (32000 lb/plg²)

Esfuerzo unitario al aplastamiento doble = 2952 kg/cm² (42000 lb/plg²)

Consideremos primero el miembro BL. Los remaches son de 19 mm ($\frac{3}{4}$ " de diámetro, el espesor de los ángulos es de 9.5 mm ($\frac{3}{8}$ " y la placa de unión es de 9.5 mm ($\frac{3}{8}$ ").

A). Cortante doble

$$\text{Area del remache} = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3.1416 * (1.90 \text{ cm})^2}{4} = 2.85 \text{ cm}^2$$

Valor de trabajo permisible de un remache de 19.0 mm ($\frac{3}{4}$ "

$$\text{cor tan te simple} = 2.85 \text{ cm}^2 * 1055 \text{ kg / cm}^2 = 3005 \text{ kg}$$

Como es a cortante doble, entonces **3005 kg *2 = 6010 kg**, es el esfuerzo permisible de trabajo de un remache de 19.0 mm ($\frac{3}{4}$ ") a cortante doble.

B). Aplastamiento doble

La placa de conexión interior de 9.5 mm ($\frac{3}{8}$ ") esta al aplastamiento doble.

$$\text{Area de aplastamiento} = d_{\text{remache}} * \text{espesor placa} = 1.9 \text{ cm} * 0.95 \text{ cm} = 1.82 \text{ cm}^2$$

Valor de trabajo permisible de un remache de 19.0 mm ($\frac{3}{4}$ ") en una placa de conexión de 9.5 mm ($\frac{3}{8}$ ")

$$\text{al aplastamiento doble} = 1.82 \text{ cm}^2 * 2952 \text{ kg/ cm}^2 = 5372 \text{ kg}$$





C). Aplastamiento simple

- **Aplastamiento simple en ángulos de 9.5 mm (3/8") de espesor.**

Se considera solamente uno de los lados del ángulo, el área de aplastamiento es $1.9 \text{ cm} * 0.95 \text{ cm} = 1.82 \text{ cm}^2$, puesto que este lado del ángulo esta al aplastamiento simple, el esfuerzo unitario permisible al aplastamiento es de 2250 kg/cm^2 . El valor permisible de trabajo de un remache de 19 mm (3/4") en un ángulo de 9.5 mm (3/8") es $1.82 \text{ cm}^2 * 2250 \text{ kg/cm}^2 = 4094 \text{ kg}$. Como son dos ángulos, entonces al aplastamiento simple es **$2 * 4094 \text{ kg} = 8188 \text{ kg}$** .

Por lo tanto los valores de trabajo son:

<i>Cortante doble en remache de 3/4"</i>	<i>= 6010 kg</i>
<i>Aplastamiento doble en placa de conexión de 3/8"</i>	<i>= 5372 kg</i>
<i>Aplastamiento simple en dos ángulos de 3/8" de espesor</i>	<i>= 8188 kg</i>

Como podemos observar 5372 kg es el valor más pequeño y por eso es el *valor crítico*.

- **Aplastamiento simple en ángulos de 6.3 mm (1/4") de espesor.**

$$1.9 \text{ cm} * 0.63 \text{ cm} = 1.21 \text{ cm}^2$$

$$1.21 \text{ cm}^2 * 2250 \text{ kg/cm}^2 = 2721 \text{ kg}$$

Como son dos ángulos **$2 * 2721 \text{ kg} = 5442 \text{ kg}$**

<i>Cortante doble en remache de 3/4"</i>	<i>= 6010 kg</i>
<i>Aplastamiento doble en placa de conexión de 3/8"</i>	<i>= 5372 kg</i>
<i>Aplastamiento simple en dos ángulos de 1/4" de espesor</i>	<i>= 5442 kg</i>

Para encontrar el número de remaches simplemente utilizamos la siguiente expresión:

$$\text{No remaches} = \frac{\text{Carga del miembro}}{\text{Valor critico}}$$

○ **Miembro BL**

$$\text{No remaches} = \frac{19.149 \text{ ton}}{5.372 \text{ ton}} = 3.5 \text{ Se usaran 4 remaches}$$





○ **Miembro LK**

$$No\ remaches = \frac{16.583\ ton}{5.372\ ton} = 3.0 \quad \text{Se usaran 3 remaches}$$

○ **Para el nudo BCML**

$$19.149\ ton - 16.583\ ton = 2.566\ ton$$

$$No\ remaches = \frac{2.566\ ton}{5.372\ ton} = 0.5 \quad \text{Se usaran 2 remaches}$$

○ **Para el nudo CDOPNM**

$$17.817\ ton - 16.449\ ton = 1.368\ ton$$

$$No\ remaches = \frac{1.368\ ton}{5.372\ ton} = 0.26 \quad \text{Se usan 2 remaches, por el tamaño de placa se pondrán 5 remaches}$$

○ **Para el nudo DERO**

$$16.449\ ton - 15.081\ ton = 1.368\ ton$$

$$No\ remaches = \frac{1.368\ ton}{5.372\ ton} = 0.26 \quad \text{Se usaran 2 remaches}$$

○ **Para el nudo EFSTQR**

$$No\ remaches = \frac{15.081\ ton}{5.372\ ton} = 2.9 \quad \text{Se usan 3 remaches, pero se pondrán 4 por el tamaño de la placa.}$$

○ **Para el nudo LMNK**

$$16.44\ ton - 14.21\ ton = 2.239\ ton$$

$$No\ remaches = \frac{2.239\ ton}{5.372\ ton} = 0.4 \quad \text{Se usaran 2 remaches}$$





○ Para el miembro NK

$$\text{No remaches} = \frac{14.21 \text{ ton}}{5.372 \text{ ton}} = 2.7 \text{ Se usaran 3 remaches}$$

○ Para el miembro QK

$$\text{No remaches} = \frac{9.455 \text{ ton}}{5.372 \text{ ton}} = 1.7 \text{ Se usaran 2 remaches}$$

○ Para el nudo ORQP

$$7.086 \text{ ton} - 4.738 \text{ ton} = 2.348 \text{ ton}$$

$$\text{No remaches} = \frac{2.348 \text{ ton}}{5.372 \text{ ton}} = 0.45 \text{ Se usaran 2 remaches}$$

En la figura 10.6 Se muestra la posición relativa de varios miembros y remaches.

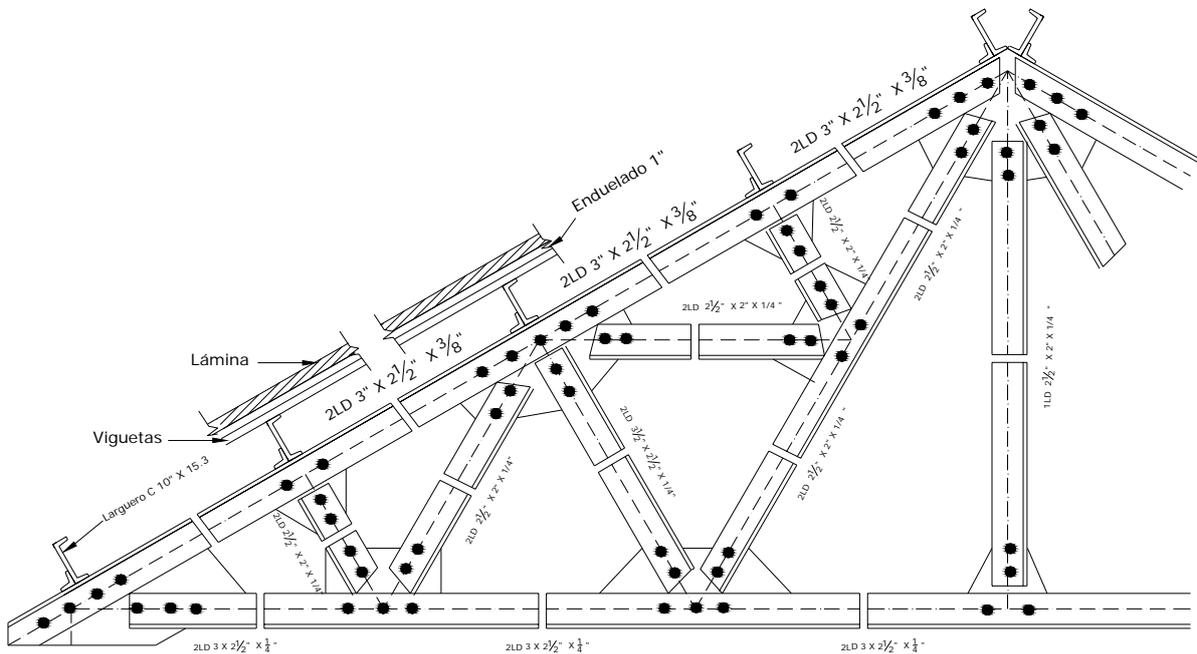


Figura 10.6 Armadura tipo Fink con sus respectivos perfiles y remaches





10.13 Diseño de la columna (A – 36)

Carga muerta total en la armadura = 9064 kg

Carga viva total en la armadura = 12814 kg

Carga total actuante en la armadura = 21878 kg

Por lo tanto cada columna resistirá $\frac{21878 \text{ kg}}{2} = 10939 \text{ kg}$.

L = 5 m

Pu = 10939 kg

1. Proponemos una relación de esbeltez $\frac{Kl}{r} = 150$
Del **anexo 3**, Fa = 467 kg/cm²

2. Calculando el área requerida

$$A_{req} = \frac{10939 \text{ kg}}{467 \text{ kg/cm}^2} = 23.42 \text{ cm}^2$$

3. De acuerdo al **anexo 4**, se obtiene un perfil IR 6 X 15, obteniendo los siguientes datos:

$$A = 28.6 \text{ cm}^2$$

$$r = 3.7 \text{ cm (eje Y-Y)}$$

4. con los datos obtenidos determinamos la relación de esbeltez

$$\frac{Kl}{r} = \frac{500 \text{ cm}}{3.7 \text{ cm}} = 135$$

Del **anexo 3**, obtenemos Fa = 576 kg/cm²

Para comprobar se multiplica por el área:

$$576 \text{ kg/cm}^2 * 28.6 \text{ cm}^2 = \mathbf{16473 \text{ kg}} > Pu = 10939 \text{ kg}$$

Por lo tanto se acepta el Perfil **IR 6 X 15**





10.14 Diseño de la placa base para la columna

Se va a diseñar una placa de base con Acero A – 36 para una columna **IR 6 X 15**, con los siguientes datos.

$$\mathbf{Pu = 16473 \text{ kg, } bf = 152 \text{ mm y } d = 152 \text{ mm}}$$

Suponer un dado de concreto 30 cm x 30 cm.

$$A_1 = (30 \text{ cm})(30 \text{ cm}) = 900 \text{ cm}^2$$

A₁ = Área del dado en cm².

Se calculan las posibles áreas de la placa base con las siguientes formulas:

$$A_2 = \frac{1}{900 \text{ cm}^2} \left(\frac{16473 \text{ kg}}{0.6 * 0.85 * 210 \text{ kg/cm}^2} \right)^2 = 26.28 \text{ cm}^2$$

Donde

A₂ = Área del dado propuesto en cm²

Pu = Carga de trabajo en kg.

Φ = 0.6 es el coeficiente por aplastamiento en el concreto

f'c = 210 kg/cm² resistencia del concreto a compresión

$$A_3 = \frac{16473 \text{ kg}}{0.6 * 1.7 * 210 \text{ kg/cm}^2} = 76.9 \text{ cm}^2$$

Donde

Pu = Carga de trabajo en kg.

Φ = 0.6 es el coeficiente por aplastamiento en el concreto

f'c = 210 kg/cm² resistencia del concreto a compresión

$$A_4 = 15.2 \text{ cm} \times 15.2 \text{ cm} = 231.04 \text{ cm}^2$$

bf = Ancho del patín en cm.

d = Peralte del patín en cm.

Cuando **Pu** es muy alto las áreas **A₂** y **A₃** son mucho mayores que el **A₄** y cuando **Pu** es muy pequeña las áreas **A₂** y **A₃** son menores que **A₄**. En este caso se tomará **A₄**=231.04 cm² debido a que es el área de mayor magnitud, puesto que **Pu** es muy pequeña.





Las dimensiones de la placa base se optimiza cuando $m = n$ y con ella se obtiene el espesor mínimo de la placa, esto sucede cuando:

$$N \approx \sqrt{A_1} + \Delta$$

Siendo

$$\Delta = 0.5(0.95 * 15.2 \text{ cm} - 0.8 * 15.2 \text{ cm}) = 5.14 \text{ cm}$$

Entonces

$$N = \sqrt{231.04 \text{ cm}^2} + 5.14 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

$$B = \frac{231.04 \text{ cm}^2}{20 \text{ cm}} = 11.5 \text{ cm} \approx 12 \text{ cm} \text{ Como es igual a } b_f \text{ pasamos tomaremos } B = 20 \text{ cm}$$

Teniendo lo anterior se puede calcular m y n

$$n = \frac{20 \text{ cm} - 0.8 * 15.2 \text{ cm}}{2} = 4 \text{ cm}$$

$$m = \frac{20 \text{ cm} - 0.95 * 15.2 \text{ cm}}{2} = 2.78 \text{ cm}$$

Para calcular el espesor de la placa, se toma el valor mayor de m o n .

$$t_p = 4 \text{ cm} * \sqrt{\frac{2 * 16473 \text{ kg}}{0.9 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 20 \text{ cm} * 20 \text{ cm}}} = 0.76 \text{ cm} = \frac{3}{8}$$

Donde

t_p = Espesor de la placa en cm.

F_y = 2530 kg/cm² esfuerzo del acero

Por lo tanto las dimensiones de la placa son:

0.76 cm X 20 cm X 20 cm (3/8" X 8" X 8")





A continuación se presentan unas series de fotos, en donde se muestra una armadura tipo warren mostrando las partes que la conforman:



Foto 6. Armadura tipo Warren (Utilizado para cria de borregos)

Como observamos esta armadura es utilizada para un techo para cría de borregos, la armadura soporta un techo de lamina, con largueros CF monten.



Foto 6.1 Placa base y columna de la Armadura tipo Warren

En estas fotos observamos la placa base de la columna, atornillada al dado de concreto, además vemos a la armadura apoyada en la parte superior de la columna por una placa de asiento soldada a la columna.





XI. CONCLUSIONES

- 1) De acuerdo con el presente trabajo una de las conclusiones consiste en que las cargas vivas y muertas, empleados para el análisis de la estructura son una buena medida, para estimar las cargas que pueden o no actuar sobre ella, ya que en la mayoría las cargas muertas son casi constantes en las armaduras para techo, resaltando así el de las cargas vivas, en donde estas pueden variar de una zona a otra, para ello dependerá ya del mismo constructor tomar las medidas necesarias para la determinación de las fuerzas actuantes en la estructura, escogiendo en todo caso la condición más crítica en su funcionamiento.
- 2) En cuanto a la metodología establecida, se puede decir que el método gráfico es una forma sencilla y rápida para la determinación del tipo y magnitud de las fuerzas, cabe mencionar que este método lo puede utilizar cualquier profesionalista que tenga conocimientos básicos de la estática, y un tanto así de la física. Además con este método se puede hacer una revisión rápida de todo el proceso.
- 3) También es importante resaltar la facilidad que presenta este método gráfico, ya que en su proceso, la utilización de tablas hace más rápido y ágil el trabajo para el diseño de la armadura en cuanto a la determinación de los perfiles en los miembros, tanto de la cuerda superior e inferior como los miembros del alma.
- 4) Se tienen suficientes antecedentes que con este método gráfico, las estructuras tienen un rango de seguridad muy aceptable, ya que los parámetros aplicables tienen valores que rara vez se exceden, como es el caso de la velocidad del viento.
- 5) Con este método se puede obtener rápidamente y con suficiente aproximación, los valores de las cargas verticales y sus reacciones, para su aplicación en el diseño de los perfiles que constituyen las columnas en las que se apoyan las armaduras.





- 6) Para el diseño de la cimentación de cada una de las columnas de apoyo en las armaduras, se deberá tomar en cuenta la capacidad de carga del terreno, a la profundidad de desplante, debiéndose efectuar las pruebas de campo y/o de laboratorio necesarias, para determinar el diseño de cimentaciones superficiales, que en todo caso podrán estar constituidas por zapatas aisladas ó continuas.
- 7) En este trabajo, se mostraron algunas fotografías de armaduras para techo ya construidas en diferentes obras que dan una idea de su gran aplicación para techos en talleres, Bodegas, Heniles, Invernaderos, etc.
- 8) El tipo de material para techo es decisión del diseñador, como se menciona anteriormente existen varios materiales para el techado, y que pueden ser utilizados en la construcción tales como: Teja, Lámina galvanizada, Lámina de asbesto – cemento etc.
- 9) La elección de los perfiles que constituyen los miembros de armaduras para techos, en este caso están formados por ángulos de lados desiguales, estos se eligieron ya que al quedar unidos espalda con espalda en lado mayor, presentan las ventajas de una mayor rigidez y para evitar excentricidad de cargas. Aunque el perfil a utilizar también queda a juicio del diseñador y en este presente trabajo se mencionaron varios perfiles que pueden utilizarse en miembros de las armaduras tales como: Perfil T, Perfil I o bien CF monten, secciones armadas, secciones en caja etc.
- 10) En cuanto a la inclinación de techos, es recomendable adoptar un valor de 6:12 ó una inclinación de $\frac{1}{4}$ con el objeto de hacer un techo más económico posible, puesto que inclinaciones muy altas presentan desventajas como mayor fuerza del viento, teniendo que usar perfiles más grandes con mayor costo.
- 11) En relación a la separación de Armaduras, conviene que estas tengan una distancia de 4.30 a 6.7 metros (14 a 22 pies) de Armadura a Armadura, que son las separaciones mas recomendables, debido a que una separación mayor o menor se traduce en un mayor costo de armaduras, ya sea por utilizar perfiles más pesados o bien mayor material al utilizar más armaduras a menor separación.





XII. BIBLIOGRAFÍA

1. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION INC. 1989. **Steel Construction Manual, (ASD)**. Ninth Edition. USA.
2. CASTRO SANCHEZ GILBERTO. 1974. **Construcciones Rurales**. ENA. México.
3. C. HIBBELER RUSSELL. 1997. **Análisis Estructural**. 3ª Edición. Editorial Prentice – Hall. México.
4. COMENTARIOS AYUDAS DE DISEÑO PARA CIMENTACIONES. 1993. Instituto de Ingeniería UNAM.
5. CLIFFORD D. WILLIAMS, C. HARRIS ERNEST. 1981. **Diseño de Estructuras Metálicas**. Compañía editorial continental S. A. México.
6. E. BOWLES JOSEPH. 1994. **Diseño de Acero Estructural**. Limusa Noriega Editores. México.
7. E. LOTHERS JHON. 1973. **Diseño de Estructuras Metálicas**. Ed. Prentice – Hall Internacional.
8. F. RILEY WILLIAM, D. STURGES LEROY. 1995. **Estática**. Editorial Reverté, S.A. España.
9. FLAMAND RODRIGUEZ CARLOS L. 1995. **Introducción a la Mecánica de Suelos**. Segunda edición. UACH. México.
10. GONZALES CUEVAS OSCAR M., ROBLES FERNANDEZ F. 2004. **Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado**. 3ª Edición. Editorial Limusa. México.
11. H. GAYLORD Jr. EDWIN, N. GAYLORD CHARLES. 1985. **Diseño de Estructuras de Acero**. Cia. Editorial Continental, S.A de C.V., México.
12. IMCA MANUAL EN ACERO. 2002. Diseño por esfuerzos permisibles. 4 Edición. Editorial Limusa. México.
13. JUAREZ BADILLO E., RICO RODRIGUEZ A. 1995. **Mecánica de Suelos**. Tomo I. Editorial Limusa. México.
14. JUAREZ BADILLO E., RICO RODRIGUEZ A. 1974. **Mecánica de Suelos**. Tomo II. Editorial Limusa. México.



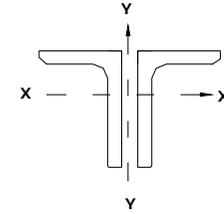


15. MANUAL: GRUPO COLLADO, CENTRO DE SERVICIO Y DISTRIBUCIÓN DEL ACERO.
16. MELI PIRALLA R. 1991. **Diseño Estructural**. Editorial Limusa. México.
17. M. FERGUSON PHIL. 1981. **Teoría Elemental del Concreto Reforzado**. Octava impresión. Ed. CECSA. México.
18. McCORMAC, J, C. 1983. **Análisis Estructural**. 3ª Edición. Haila, S. A. de C. V. México.
19. McCORMAC, J, C. 1983. **Diseño de Estructuras Metálicas**. Representaciones y Servicios de Ingeniería, S. A. México.
20. McCORMAC, J, C. 1991. **Estructuras Análisis y Diseño Estructuras de Acero Método LRFD**. Tomo II. Edición Alfaomega S. A de C. V. México.
21. NOYOLA GUTIÉRREZ PABLO. **Apuntes de la Clase de Estructuras de Metal y Madera**. UACH, México.
22. NOYOLA GUTIÉRREZ PABLO. **Apuntes de la Clase de Construcciones Agrícolas y Agropecuarias**. UACH, México
23. PARKER HARRY. 1972. **Diseño Simplificado de Armaduras de Techo para Arquitectos y Constructores**. Editorial Limusa – Wiley, S. A. México.
24. PARKER HARRY. 1975. **Diseño Simplificado de Estructuras de Madera**. Editorial Limusa. México.
25. ROBLES FERNANDEZ F. ECHENIQUE – MANRIQUE RAMON. 1983. **Estructuras de Madera**. Editorial Limusa. México.
26. RODRIGUEZ. PEÑA. 1994. **Diseño Práctico de Estructuras de Acero**. 2ª Edición. Editorial Limusa S. A. de C. V. México.
27. SOTO RODRIGUEZ H. 2000. **Diseño de Estructuras Metálicas**. Volumen II. Edición especial. México.



ANEXOS

Anexo 1. Cargas de Seguridad para puntales de dos Ángulos, cargas concéntricas permisibles
Para puntales de dos ángulos desiguales, separados 3/8" entre sus espaldas mayores



Las cargas a la derecha de las líneas verticales gruesas son para miembros secundarios únicamente.

Tamaño	Espesor	Dos ángulos		Radio de giro		Eje X - X										Eje Y - Y									
						Longitud no soportada en pies																			
						4	6	8	10	12	14	16	18	20	4	6	8	10	12	14	16	18	20		
Área	Peso	X - X	Y - Y																						
2 1/2 x 2	3/16	1.62	5.5	0.79	0.92	25	21	16	12	10					25	23	19	15	12	10					
	1/4	2.12	7.2	0.78	0.93	32	27	21	17	13					33	30	25	20	16	14					
	5/16	2.62	9.0	0.78	0.95	40	34	26	20	16					41	37	32	25	21	17					
3 x 2 1/2	1/4	2.62	9.0	0.95	1.13	41	37	32	25	20	17				42	39	36	31	25	21	18	16			
	5/16	3.24	11.2	0.94	1.14	51	46	39	31	25	21				52	49	44	38	31	26	23	19			
	3/8	3.84	13.2	0.93	1.16	60	54	45	36	30	25				62	58	53	45	37	32	27	24			
	7/16	4.42	15.2	0.92	1.17	69	62	52	41	34	28				72	67	61	53	44	37	32	28			
3 1/2 x 2 1/2	1/4	2.88	9.8	1.12	1.00	46	43	39	33	27	23	20	17		46	43	38	32	26	22	19	16			
	5/16	3.56	12.2	1.11	1.10	57	53	48	40	33	28	24	21		57	53	47	40	33	28	24	20			
	3/8	4.22	14.4	1.10	1.11	68	63	56	47	39	33	28	24		68	63	56	48	39	33	29	24			
	7/16	4.86	16.6	1.09	1.12	78	73	65	54	45	38	32	28		78	73	65	55	45	38	33	28			
	1/2	5.50	18.8	1.09	1.13	88	82	73	61	50	43	36	31		89	83	74	63	52	44	38	33			
4 x 3	1/4	3.38	11.6	1.28	1.29	55	52	48	43	37	31	27	23	21	55	52	48	43	37	31	27	24	21		
	5/16	4.18	14.4	1.27	1.30	68	65	59	53	45	38	33	29	25	68	65	60	54	46	39	34	30	26		
	3/8	4.96	17.0	1.26	1.31	81	76	70	63	53	45	39	34	30	81	77	71	64	55	47	41	36	31		
	7/16	5.74	19.6	1.25	1.32	94	89	82	72	61	52	45	39	34	93	89	82	74	64	54	47	41	36		
	1/2	6.50	22.2	1.25	1.33	106	100	92	81	69	58	51	44	38	106	101	94	85	74	62	54	47	42		
4 x 3 1/2	1/4	3.62	12.4	1.27	1.54	59	56	52	46	39	33	29	25	22	60	58	55	51	46	41	35	31	28		
	5/16	4.50	15.4	1.26	1.55	73	69	64	57	48	41	35	31	27	74	72	68	63	58	51	44	39	35		
	3/8	5.34	18.2	1.25	1.56	87	82	76	67	56	48	42	36	32	88	85	81	75	69	61	52	47	41		
	7/16	6.18	21.2	1.24	1.57	101	94	87	77	64	56	48	41	36	102	99	93	87	80	71	60	54	48		
	1/2	7.00	23.8	1.23	1.58	114	107	98	87	72	62	54	46	40	116	112	106	99	91	81	69	62	55		
5/8	8.60	29.4	1.22	1.60	140	132	120	106	88	75	65	56	49	142	138	131	123	112	100	86	77	69			
5 x 3	5/16	4.80	16.4	1.61	1.22	79	77	73	68	63	56	49	43	39	78	73	67	59	49	42	36	31	27		
	3/8	5.72	19.6	1.61	1.23	95	92	87	81	75	67	57	51	46	93	88	80	71	59	50	43	38	33		
	1/2	7.50	25.6	1.59	1.25	124	120	114	107	97	87	75	67	59	122	115	106	94	80	67	58	51	44		
5 x 3 1/2	5/16	5.12	17.4	1.61	1.45	85	82	78	73	67	60	52	46	41	84	81	76	70	63	54	47	41	37		
	3/8	6.10	20.8	1.60	1.46	101	98	93	87	80	71	61	55	49	101	97	91	84	75	65	56	50	44		
	7/16	7.06	24.0	1.59	1.47	116	113	108	100	92	81	70	63	56	117	112	106	98	88	76	66	58	51		
	1/2	8.00	27.2	1.58	1.49	132	128	122	114	104	92	79	71	63	132	127	120	111	100	87	75	66	59		
	5/8	9.84	33.6	1.56	1.51	163	157	149	139	127	112	95	86	76	162	156	148	137	124	108	93	83	74		
3/4	11.62	39.6	1.55	1.54	192	185	176	164	149	131	113	101	90	192	185	176	163	148	130	112	100	89			

Para valores de $\frac{l}{r}$ no mayores que 120, $f = 17000 - 0.485 \frac{l^2}{r^2}$. Para valores de $\frac{l}{r}$ mayores que 120, $f = \frac{18000}{1 + \frac{l^2}{18000r^2}}$.

Anexo 2. Capacidades de carga Permisibles en Ángulos a tensión, deduciendo el área de un agujero para remaches (Carga por cada Angulo).

Valores permisibles en unidades de 1000 lb.

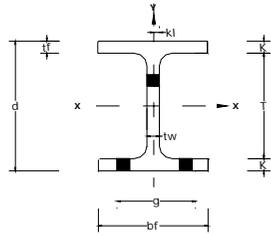
Tamaño en plg	Área total en plg ²	Esfuerzo permisible neto a @ 20000 lb/plg ²	
		Remaches 7/8"	Remaches 3/4"
2 ½ x 2 x	3/16		12.8
	¼		16.8
	5/16		20.8
3 x 2 ½ x	¼	21.2	21.8
	5/16	26.2	27.0
	3/8	30.8	31.8
	7/16	35.4	36.4
3 ½ x 2 ½ x	¼	23.8	24.4
	5/16	29.4	30.2
	3/8	34.6	35.6
	7/16	39.8	40.8
	½	45.0	46.2
4 x 3 x	5/16	35.6	36.4
	3/8	42.0	43.0
	7/16	48.6	49.6
	½	55.0	56.2
	9/16	61.6	62.6
	5/8	67.0	68.6
4 x 3 ½ x	5/16	38.8	39.6
	3/8	45.8	46.8
	7/16	53.0	54.0
	½	60.0	61.2
	5/8	73.4	75.0
	11/16	79.8	81.6
	¾	86.2	88.0
5 x 3 x	5/16	41.8	42.6
	3/8	49.6	50.6
	7/16	57.4	58.4
	½	65.0	66.2
	9/16	72.4	73.8
	5/8	79.6	81.2
	11/16	86.8	88.6
	¾	93.8	95.6
5 x 3 ½ x	5/16	45.0	45.8
	3/8	53.4	54.4
	7/16	61.8	62.8
	½	70.0	71.2
	9/16	78.2	79.6
	5/8	85.8	87.4
	11/16	93.6	95.4
	¾	101.2	103.0
6 x 3 ½ x	3/8	60.8	61.8
	7/16	70.6	71.6
	½	80.0	81.2
	9/16	89.4	90.8
	5/8	98.4	100.0
	11/16	107.4	109.2
	¾	116.2	118.0
	13/16	125.0	127.0
	7/8	133.4	135.6

Anexo 3. Factores de carga para miembros a compresión con $\frac{Kl}{r}$. Acero A – 36.

Esfuerzos admisibles en kg/cm² para miembros a compresión									
Miembros principales y secundarios $\frac{Kl}{r} \leq 120$					Miembros principales $120 \leq \frac{Kl}{r} \leq 200$				
$\frac{Kl}{r}$	F_a (kg/cm ²)	$\frac{Kl}{r}$	F_a (kg/cm ²)	$\frac{Kl}{r}$	F_a (kg/cm ²)	$\frac{Kl}{r}$	F_a (kg/cm ²)	$\frac{Kl}{r}$	F_a (kg/cm ²)
1	1516	41	1344	81	1072	121	713	161	405
2	1513	42	1338	82	1064	122	702	162	400
3	1510	43	1332	83	1056	123	693	163	395
4	1507	44	1326	84	1048	124	682	164	390
5	1504	45	1320	85	1040	125	671	165	386
6	1501	46	1315	86	1031	126	662	166	381
7	1498	47	1308	87	1024	127	651	167	376
8	1494	48	1303	88	1015	128	641	168	372
9	1491	49	1297	89	1007	129	631	169	368
10	1488	50	1290	90	998	130	622	170	364
11	1484	51	1284	91	991	131	612	171	359
12	1480	52	1278	92	982	132	603	172	355
13	1477	53	1271	93	973	133	593	173	351
14	1473	54	1265	94	965	134	585	174	347
15	1469	55	1259	95	956	135	576	175	343
16	1465	56	1252	96	948	136	567	176	339
17	1461	57	1245	97	939	137	560	177	335
18	1457	58	1239	98	930	138	551	178	331
19	1453	59	1233	99	921	139	543	179	328
20	1448	60	1226	100	913	140	536	180	324
21	1444	61	1218	101	903	141	528	181	321
22	1440	62	1212	102	894	142	521	182	317
23	1435	63	1205	103	885	143	513	183	314
24	1431	64	1198	104	877	144	506	184	310
25	1426	65	1191	105	867	145	499	185	307
26	1422	66	1184	106	858	146	493	186	304
27	1417	67	1177	107	849	147	486	187	300
28	1412	68	1170	108	840	148	480	188	297
29	1407	69	1162	109	830	149	473	189	294
30	1402	70	1155	110	821	150	467	190	291
31	1397	71	1148	111	811	151	461	191	288
32	1392	72	1140	112	802	152	454	192	285
33	1387	73	1133	113	792	153	449	193	282
34	1382	74	1126	114	783	154	443	194	279
35	1377	75	1118	115	773	155	437	195	276
36	1371	76	1110	116	763	156	432	196	274
37	1365	77	1103	117	753	157	426	197	271
38	1360	78	1095	118	743	158	420	198	268
39	1355	79	1088	119	733	159	416	199	265
40	1349	80	1080	120	723	160	410	200	262

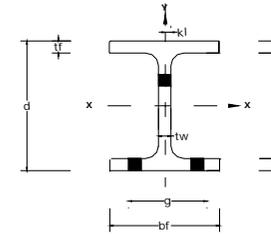
INSTITUTO MEXICANO DE LA CONSTRUCCION EN ACERO, A.C.

Anexo 4. Dimensiones y propiedades perfil I rectangular (IR).



IR
PERFIL I RECTANGULAR
DIMENSIONES

IR
PERFIL I RECTANGULAR
PROPIEDADES



Designación d x peso		Peralte d	Alma t _w	Patín		Distancia			Gramil		Sujetadores		Peso kg/m	Área cm ²	Criterio de sección compacta				F _T	d A _f	Eje X-X			Eje Y-Y			Cte. de torsión J	Módulo de sección plástico					
				b _f	t _f	T	k	k _l	g	g _t	Diámetro máximo en patín	b _f 2t _f			F _y	d t _w	F _y	I			S	r	I	S	r	Z _x		Z _y					
mm*x kg/m	in. x lb./ft.	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
102 x 19.4	4 x 13	106	7.1	103	8.8	71	17	11	60	50	12.7	1/2	19.4	24.7	5.9	-	14.9	-	2.8	1.17	470	89	4.4	161	31	2.5	6.2	103	48				
127 x 23.7	5 x 16	127	6.1	127	9.1	89	19	11	70	50	19.0	3/4	23.7	32.3	6.9	-	20.9	-	3.5	1.10	887	140	5.4	313	49	3.2	7.9	157	75				
x 28.1	x 19	131	6.9	128	10.9	90	21	11	70	55	22.2	7/8	28.1	35.7	5.9	-	19.1	-	3.5	0.94	1091	167	5.5	380	60	3.3	12.9	190	91				
152 x 13.6	6 x 9	150	4.3	100	5.5	121	14	10	60	45	12.7	1/2	13.6	17.3	9.1	3540	34.7	3857	2.6	2.74	683	91	6.3	91	18	2.3	1.7	102	28				
x 18.0	x 12	153	5.8	102	7.1	121	16	10	60	55	12.7	1/2	18.0	22.9	7.1	-	26.2	-	2.7	2.12	920	120	6.3	124	25	2.3	3.7	136	38				
x 24.0	x 16	160	6.6	102	10.3	121	19	11	60	55	12.7	1/2	24.0	30.6	5.0	-	24.2	-	2.7	1.51	1336	167	6.6	184	36	2.3	9.2	192	56				
152 x 22.4	6 x 15	152	5.8	152	6.6	120	16	10	90	55	22.2	7/8	22.4	28.6	11.5	2246	26.0	-	4.1	1.51	1211	159	6.5	288	51	3.7	4.2	177	78				
x 29.7	x 20	157	6.6	153	9.3	119	19	11	90	55	22.2	7/8	29.7	37.9	8.3	4364	23.8	-	4.2	1.11	1723	220	6.8	554	72	3.8	9.9	244	110				
x 37.2	x 25	162	8.1	154	11.6	121	21	11	90	60	25.4	1	37.2	47.4	6.7	-	19.9	-	4.2	0.91	2223	274	6.9	712	92	3.9	19.1	310	140				
203 x 15.0	8 x 10	200	4.3	100	5.2	169	16	11	60	55	12.7	1/2	15.0	19.1	9.6	3216	46.4	2157	2.5	3.85	1282	128	8.2	87	17	2.1	1.7	145	27				
x 19.4	x 13	203	5.8	102	6.5	168	17	11	60	55	12.7	1/2	19.4	24.8	7.8	-	34.7	3857	2.6	3.08	1648	162	8.2	114	22	2.1	3.7	187	35				
x 22.5	x 15	206	6.2	102	8.0	168	19	13	60	55	12.7	1/2	22.5	28.6	6.4	-	33.1	4239	2.6	2.52	1998	193	8.4	142	28	2.2	5.8	223	44				
203 x 26.6	8 x 18	207	5.8	133	8.4	169	19	11	70	55	22.2	7/8	26.6	33.9	8.0	-	35.4	3706	3.5	1.85	2576	249	8.7	332	50	3.1	7.1	279	76				
x 31.2	x 21	210	6.4	134	10.2	169	21	13	70	60	25.4	1	31.2	39.7	6.6	-	33.1	4239	3.6	1.55	3134	298	8.9	407	61	3.2	11.7	334	93				
203 x 35.9	8 x 24	201	6.2	165	10.2	157	22	14	90	60	25.4	1	35.9	45.7	8.1	4505	32.4	4424	4.5	1.20	3446	342	8.7	762	92	4.1	14.6	380	140				
x 41.8	x 28	205	7.2	166	11.8	157	24	14	90	60	25.4	1	41.8	53.2	7.0	-	28.3	-	4.5	1.04	4079	398	8.8	903	109	4.1	22.5	446	166				
203 x 46.2	8 x 31	203	7.2	203	11.0	156	24	14	140	60	22.2	7/8	46.2	58.9	9.2	3517	28.1	-	5.5	0.91	4579	451	8.8	1544	152	5.1	22.5	498	231				
x 52.2	x 35	206	7.9	204	12.6	155	25	14	140	60	25.4	1	52.2	66.5	8.1	4527	26.2	-	5.6	0.81	5286	511	8.9	1773	174	5.2	32.0	569	264				
x 59.3	x 40	210	9.1	205	14.2	156	27	16	140	65	25.4	1	59.3	75.5	7.2	-	22.9	-	5.6	0.72	6077	582	9.0	2044	200	5.2	46.6	652	303				
x 71.4	x 48	216	10.2	206	17.4	156	30	16	140	65	25.4	1	71.4	91.0	5.9	-	21.3	-	5.7	0.60	7659	710	9.2	2535	246	5.3	81.6	803	375				
x 86.6	x 58	222	13.0	209	20.6	156	33	17	140	70	25.4	1	86.6	110.3	5.1	-	17.2	-	5.7	0.52	9490	852	9.3	3126	300	5.3	139	980	457				
x 99.8	x 67	229	14.5	210	23.7	156	37	17	140	75	25.4	1	99.8	127.1	4.4	-	15.8	-	5.8	0.46	11321	990	9.4	3688	351	5.4	211	1150	536				

*Redondeando al milímetro

INSTITUTO MEXICANO DE LA CONSTRUCCIÓN DEL ACERO, A.C.

Anexo 5. Esfuerzos de trabajo permisibles para remaches

Esfuerzo cortante unitario = 15000 lb/plg²

Esfuerzo unitario de aplastamiento $\left\{ \begin{array}{l} \text{Aplastamiento simple} = 32000 \text{ lb/plg}^2 \\ \text{Aplastamiento doble} = 42000 \text{ lb/plg}^2 \end{array} \right.$

Diámetro del remache	5/8"	3/4"	7/8"	1"	1 1/8"					
Área del remache	0.3068	0.4418	0.6013	0.7854	0.9940					
Cortante simple en libras	4600	6630	9020	11780	14910					
Cortante doble en libras	9200	13250	18040	23560	29820					
Aplastamiento	Simple	Doble	Simple	Doble	Simple	Doble	Simple	Doble	Simple	Doble
Espesor de la placa en plg	1/4	6250	6000	7500	7000	8750	8000	10000	9000	11250
	5/16	7810		9380	8750	10900	10000	12500	11300	14100
	3/8	9380		11300		13100	12000	15000	13500	16900
	7/16			13100		15300		17500		19700
	1/2					17500		20000		22500
	9/16							22500		25300
	5/8									28100

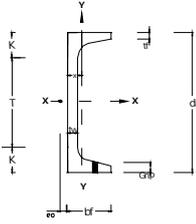
Anexo 6. Pesos de Placas

Peso aproximado en Kilos de placa de acero en medidas Standard								
Medidas		1"	15/16"	7/8"	13/16"	3/4"	11/16"	5/8"
Pies	Metros	25.4 mm.	23.8 mm.	22.2 mm.	20.6 mm.	19.1 mm.	17.5 mm.	15.9 mm.
3' x 6'	(.914 x 1.83)	333	312	291	271	250	229	208
3' x 8'	(.914 x 2.44)	444	416	389	361	333	305	278
3' x 10'	(.914 x 3.05)	555	521	486	451	416	382	347
4' x 8'	(1.22 x 2.44)	592	555	518	481	444	407	370
4' x 10'	(1.22 x 3.05)	740	694	648	601	555	509	463
4' x 12'	(1.22 x 3.66)	888	833	777	722	666	611	555
5' x 10'	(1.52 x 3.05)	925	868	810	752	694	636	578
5' x 15'	(1.52 x 4.57)	1388	1301	1215	1128	1011	954	868
5' x 20'	(1.52 x 6.10)	1851	1735	1619	1504	1388	1272	1157
6' x 12'	(1.83 x 3.66)	1333	1249	1166	1083	999	916	833
6' x 18'	(1.83 x 5.49)	1999	1874	1749	1624	1499	1374	1249
6' x 20'	(1.83 x 6.10)	2221	2082	1943	1804	1666	1527	1388
Kilos por m²		199.21	186.75	174.31	161.85	149.41	136.96	124.51
Kilos por pie²		18.507	17.350	16.194	15.037	13.880	12.724	11.567

Peso aproximado en Kilos de placa de acero en medidas Standard								
Medidas		9/16"	1/2"	7/16"	3/8"	5/16"	1/4"	3/16"
Pies	Metros	14.3 mm.	12.7 mm.	11.1 mm.	8.5 mm.	7.9 mm.	6.4 mm.	4.8 mm.
3' x 6'	(.914 x 1.83)	187	167	146	125	104	83	62
3' x 8'	(.914 x 2.44)	250	222	194	167	139	111	83
3' x 10'	(.914 x 3.05)	312	278	243	208	173	139	104
4' x 8'	(1.22 x 2.44)	333	296	259	222	185	148	111
4' x 10'	(1.22 x 3.05)	416	370	324	278	231	185	139
4' x 12'	(1.22 x 3.66)	500	444	389	333	278	222	167
5' x 10'	(1.52 x 3.05)	521	463	405	347	289	231	174
5' x 15'	(1.52 x 4.57)	781	694	607	521	434	347	260
5' x 20'	(1.52 x 6.10)	1041	925	810	694	578	463	347
6' x 12'	(1.83 x 3.66)	750	666	583	500	416	333	250
6' x 18'	(1.83 x 5.49)	1124	999	874	750	625	500	375
6' x 20'	(1.83 x 6.10)	1249	1110	972	833	694	555	416
Kilos por m²		112.06	99.61	87.15	74.70	62.25	49.80	37.35
Kilos por pie²		10.410	9.253	8.097	6.940	5.793	4.627	3.47

GRUPO COLLADO S.A DE C.V.

Anexo 7. Dimensiones de canales Estándar



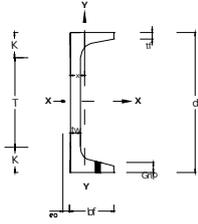
CE PERFIL C ESTÁNDAR DIMENSIONES

Designación d x peso		Alma	Patín		Distancia		Gramil		Sujetadores		
		t_w	b_f	t_f	T	k	g	g_r	Diámetro máximo en patín		Espac. Recomend.
mm* x kg/m	in x lb/ft	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	in	mm
76 x 6.10 x 7.44 x 19.83	3 x 4.10	4.32	35.81	6.93	42	17	24	38	-	-	-
	x 5.00	6.5	38.05	6.93	42	17	24	38	-	-	-
	x 6.00	9.04	40.54	6.93	42	17	25	38	-	-	-
102 x 8.04 x 10.79	4 x 5.40	4.57	40.13	7.52	68	17	25	51	-	-	-
	x 7.25	8.13	43.69	7.52	68	17	25	51	15.9	5/8	50
127 x 9.97 x 13.39	5 x 6.70	4.83	44.45	8.13	89	19	25	64	-	-	-
	x 9.00	8.26	47.88	8.13	89	19	29	64	15.9	5/8	50
152 x 12.20 x 15.63 x 19.35 x 23.07	6 x 8.20	5.08	48.77	8.71	110	21	29	46	15.9	5/8	50
	x 10.50	7.98	51.66	8.71	110	21	29	46	15.9	5/8	50
	x 13.00	11.10	54.79	8.71	110	21	35	46	15.9	5/8	50
	x 15.50	14.30	58.00	8.70	110	21	35	46	15.9	5/8	50
178 x 14.58 x 18.23 x 21.95	7 x 9.80	5.33	53.09	9.30	134	22	32	51	15.9	5/8	50
	x 12.25	7.98	55.73	9.30	134	22	32	51	15.9	5/8	50
	x 14.75	10.64	58.39	9.30	134	22	32	51	15.9	5/8	50
203 x 17.11 x 20.46 x 27.90 x 31.62	8 x 1.50	5.59	57.40	9.91	155	24	35	57	19.0	3/4	60
	x 13.75	7.70	59.51	9.91	155	24	35	57	19.0	3/4	60
	x 18.75	12.37	64.19	9.91	155	24	38	57	19.0	3/4	60
	x 21.25	14.80	67.00	9.90	155	24	38	57	19.0	3/4	60
229 x 19.80 x 22.10 x 29.30	9 x 13.40	5.92	62.00	10.50	181	24	30	57	19.0	3/4	60
	x 15.00	7.24	63.00	10.50	181	24	30	57	19.0	3/4	60
	x 20.00	11.40	67.00	10.50	181	24	30	57	19.0	3/4	60
254 x 22.76 x 29.76 x 37.20 x 44.64	10 x 5.30	6.10	66.04	11.07	204	25	38	57	19.0	3/4	60
	x 20.00	9.63	69.57	11.07	204	25	40	57	19.0	3/4	60
	x 25.00	13.36	73.30	11.07	204	25	40	57	19.0	3/4	60
	x 30.00	17.09	77.04	11.07	204	25	40	57	19.0	3/4	60
305 x 30.80 x 37.20 x 44.64	12 x 20.7	7.16	74.73	12.72	247	29	50	64	22.2	7/8	70
	x 25.00	9.83	77.39	12.72	247	29	50	64	22.2	7/8	70
	x 30.00	12.95	80.52	12.72	247	29	50	64	22.2	7/8	70
381 x 50.30 x 59.10 x 73.60	15 x 33.9	10.20	86.00	16.50	308	37	50	76	25.4	1	80
	x 40.00	13.20	89.00	16.50	308	37	50	76	25.4	1	80
	x 50.00	18.20	94.00	16.50	308	37	50	76	25.4	1	80

*Redondeado al milímetro

INSTITUTO MEXICANO DE LA CONSTRUCCIÓN EN ACERO. A.C.

Anexo 7.1 Propiedades de canales Estándar



CE PERFIL C ESTÁNDAR PROPIEDADES

Designación d x peso		Área	Distancia		$\frac{d}{A_t}$	Eje X-X			Eje Y-Y		
			x	e_0		I	S	r	I	S	r
mm* x kg/m	in. x lb/ft	cm ²	mm	mm	cm ⁻¹	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm
76 x 6.10 x 7.44 x 8.93	3 x 4.10 x 5.00 x 6.00	7.68	11.07	11.70	3.07	66.6	17.5	2.95	8.32	3.44	1.04
		9.42	11.13	9.96	2.89	74.9	19.7	2.82	10.41	3.93	1.04
		11.29	11.56	8.18	2.71	87.4	22.9	2.78	12.90	4.42	1.07
102 x 8.04 x 10.79	4 x 5.40 x 7.25	10.06	11.61	12.83	3.37	158.2	31.1	3.98	13.32	4.75	1.14
		13.68	1.66	9.81	3.09	187.3	36.9	3.70	18.31	5.74	1.17
127 x 9.97 x 13.39	5 x 6.70 x 9.00	12.58	12.29	14.00	3.51	308.0	48.5	4.95	19.98	6.23	1.27
		16.97	12.14	10.85	3.26	366.3	57.7	4.65	26.64	7.37	1.24
152 x 12.20 x 15.63 x 19.35 x 23.07	6 x 8.20 x 10.50 x 13.00 x 15.50	15.42	12.98	15.21	3.59	541.1	71.0	5.94	29.14	8.19	1.37
		19.81	12.67	12.33	3.99	628.5	82.5	5.64	36.21	9.39	1.35
		24.58	13.06	9.65	3.19	720.1	94.5	5.41	45.79	10.65	1.35
		29.42	13.97	7.18	3.02	812.9	106.7	5.26	58.3	12.1	1.35
178 x 14.58 x 18.23 x 21.95	7 x 9.8 x 12.25 x 14.75	18.39	12.72	16.45	3.60	878.2	98.8	6.91	40.79	10.32	1.50
		23.10	13.34	13.66	3.43	1003.1	112.8	6.58	49.95	11.63	1.47
		27.87	13.52	11.21	3.27	1127.9	126.9	6.38	58.27	12.95	1.45
203 x 17.11 x 20.46 x 27.90 x 31.62	8 x 11.50 x 13.75 x 18.75 x 21.25	21.68	14.50	17.69	3.57	1344.4	132.3	7.87	54.11	12.95	1.60
		25.94	14.05	15.35	3.45	1409.1	146.6	7.59	62.43	14.09	1.57
		35.42	14.35	10.94	3.19	1818.9	179.0	7.16	83.25	16.39	1.52
		40.32	14.99	9.08	3.06	1988.1	195.7	7.02	93.7	18.2	1.52
229 x 19.80 x 22.10 x 29.30	9 x 13.40 x 15.00 x 20.00	25.30	15.27	18.95	3.51	1970.0	172.0	8.83	70.8	15.10	1.67
		28.20	14.88	17.26	3.46	2090.0	183.0	8.61	76.4	15.70	1.65
		37.30	14.81	12.95	3.25	2460.0	216.0	8.13	92.3	17.40	1.57
254 x 22.76 x 29.76 x 37.20 x 44.64	10 x 15.30 x 20.00 x 25.00 x 30.00	28.97	16.10	20.21	3.47	2805.4	221.2	9.83	94.90	19.01	1.81
		37.94	15.40	16.18	3.29	3284.1	258.9	9.30	116.96	21.63	1.76
		47.42	15.67	12.54	3.13	3796.0	298.2	8.94	139.85	24.25	1.72
		56.90	16.48	9.36	2.97	4287.2	339.2	8.69	163.99	27.04	1.70
305 x 30.80 x 37.20 x 44.64	12 x 20.70 x 25.00 x 30.00	39.29	17.73	22.10	3.21	5369.4	352.3	11.71	161.50	28.35	2.03
		47.42	17.11	18.94	1.30	5993.7	394.9	11.25	186.05	30.81	1.98
		56.90	17.11	15.70	2.98	6742.9	442.4	10.89	213.94	33.76	1.94
381 x 50.30 x 59.10 x 73.60	15 x 33.90 x 40.00 x 50.00	64.00	20.00	22.53	2.68	13000	683.0	14.30	326.00	48.80	2.26
		75.30	19.74	19.32	2.59	14300	751.0	13.80	364.00	51.80	2.20
		93.70	20.27	14.62	2.46	16400	863.0	13.20	424.00	56.60	2.13

*Redondeado al milímetro

INSTITUTO MEXICANO DE LA CONSTRUCCIÓN EN ACERO. A.C.