SEP TecNM

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE TIJUANA

APUNTES DE LA ASIGNATURA

ESTRUCTURAS I

CARRERA: ARQUITECTURA

ING. KA KIEN MA WONG

AGOSTO DE 2023

INTRODUCCION

La materia de ESTRUCTURAS 1 de la carrera de Arquitectura del Instituto Tecnológico Nacional de México no es una materia “clásica” de estructuras, como lo serian Estática, Resistencia de Materiales, Análisis Estructural, etc., sino que es “Hibrida”, puesto que contiene temas tanto de Estática, así como de Resistencia de Materiales. Las unidades 1, 2 y 3 respectivamente son “Introducción al análisis Estructural”, “Sistema de Fuerzas” y “Propiedades de las Secciones”, que claramente pertenecen a la materia de Estática, mientras que la unidad 4 habla de deformación y claramente pertenece al área de Resistencia de Materiales. por tal motivo no existe libro de texto único, o apuntes directos que los alumnos puedan usar, sin tener que recurrir a varios libros.

Los apuntes pretenden proporcionar a los estudiantes una visión general de lo que es el diseño de estructuras, especialmente en la fase preliminar o prediseño que incumbe al profesional arquitecto.

INDICE

• 1 • Introducción al análisis estructural •

1.1 Importancia de las estructuras en Arquitectura
• 1.1.1 Reseña histórico de las estructuras
• 1.1.2 Morfología estructural elemental
• 1.1.2.1 Estructuras de madera
• 1.1.2.2 Estructuras de mampostería
• 1.1.2.3 Estructuras de concreto armado
• 1.1.2.4 Estructuras de acero
• 1.1.2.5 Estructura de cables
• 1.1.2.6 Estructuras de plástico e inflables

• 1.2 Componentes y sistemas estructurales

• 1.3 El análisis estructural en el proceso de diseño.

• 2 • Sistemas de fuerzas

• 2.1 Fuerzas coplanares concurrentes y no concurrentes
• 2.2 Tipos de apoyos
• 2.3 Momentos y reacciones
• 2.4 Aplicación en armaduras: método de nodos y método de secciones
• 2.5 Uso de software para cálculo de armaduras

• 3 • Propiedades de las secciones y vigas isostáticas

• 3.1 Centroides
• 3.2 Momentos de inercia
• 3.3 Módulos de sección
• 3.4 Radios de giro

• 3.5 Diagramas de cuerpo libre en vigas
• 3.6 Reacciones
• 3.7 Diagramas de cortantes
• 3.8 Diagramas de momentos
• 3.9 Diagramas de deformación
• 3.10 Uso de software para el cálculo de vigas.

• 4 • Esfuerzo y deformación bajo carga axial

• 4.1 Esfuerzo axial
• 4.2 Esfuerzo cortante
• 4.3 Deformación axial
• 4.4 Relación de Poisson y Ley de Hooke

UNIDAD 1

RESEÑA HISTORICA DE LAS ESTRUCTURAS

La estructura de un edificio es el esqueleto que sostiene la construcción y debe resistir cargas y acciones permanentes (peso de los materiales de construcción) y eventuales (el uso que se le va a dar, sismos, vientos) a los que está sujeta. ¡Es decir, sin estructura un edificio simplemente no podría mantenerse erecto!

Históricamente hablando, las estructuras en la arquitectura tienen una larga historia que rivaliza con la misma existencia de la humanidad. En el periodo Neolítico, hace aproximadamente 10,000 años, podría considerarse el inicio de la arquitectura, puesto que es el inicio de que la gente deja de vivir en cuevas, e inicia a construir sus propias viviendas según sus necesidades y materiales disponibles.

El primer registro conocido del uso de la ingeniería estructural nos lleva al menos al año 2700 antes de Cristo, cuando la Pirámide escalonada del Faraón Djoser fue construida por Imhotep, el primer arquitecto de la historia. En el tercer siglo AC, usando sus conocimientos de las leyes de física publico sus descubrimientos sobre “Equilibrio de Planos” en dos volúmenes, en donde establece las leyes sobre palancas”, y usando estas leyes pudo calcular los centroides de muchas figuras geométricas incluyendo triángulos, paraboloides, hemisferios, etc. Estos trabajos matemáticos abrieron camino para la ingeniería estructural moderna.

Los antiguos romanos hicieron grandes contribuciones a la ingeniería estructural con sus construcciones de mampostería, muchas de estas construcciones siguen de pie, tales como los acueductos y Coliseo de Roma, pero tal vez su mayor contribución a la Ingeniería estructural es el descubrimiento del concreto.

Durante la edad media (siglo 11 al 14) constructores pudieron construir basílicas enormes usando contrafuertes para reforzar los altos muros de mampostería, tal como la Catedral de Notre Dame en Paris (1163-1345)

En los siglos 15 y 16, a pesar de carecer de conocimientos de calculo estructural, Leonardo Da Vinci produjo un diseño del puente “Cuerno de Oro” en la moderna Turquía. Aunque rechazado en su momento, el diseño se ha declarado estructuralmente aceptable.

Las bases de la ingeniería estructural fueron forjadas el en siglo 17 por Galileo Galilei, Robert Hooke e Issac Newton con la publicación de sus investigaciones personales. En 1638 Galileo publico su libro “Las Dos Nuevas Ciencias”, vinculando la resistencia de materiales y el movimiento de cuerpos, básicamente definiendo la gravedad como una fuerza.

Años después, en 1676 Robert Hooke, formulo su enunciado llamado hoy en día “La Ley de Hooke”, que nos explica la elasticidad de los materiales y su comportamiento bajo las cargas.

Once años después, en 1687, Sir Issac Newton público “Philosophiae Naturalis Principia Mathematica” dando a conocer las Leyes de equilibrio.

En 1757 Leonhard Euler formulo su Ecuación del pandeo en columnas, que permite hasta hoy en día una herramienta invaluable para el diseño de elementos a compresión.

Ya en la era moderna, en 193º, el profesor Hardy Cross desarrollo su “Método de Distribución de Momentos”, permitiéndonos calcular los momentos y cortantes en estructuras complejas.

Así como los nombres que hemos mencionado hay una infinidad mas que contribuyeron a los avances matemáticos-científicos de la ingeniería estructural. A continuación, se deja una lista de otros científicos importantes para que el alumno investigue sus contribuciones:

Gottfried Wilhelm (von) Leibniz

Daniel Bernoulli

Johann Bernoulli

Pierre Varignon

Claude-Louis Navier

Carlo Alberto Castigliano

Joseph Aspdin

Eugène Freyssinet

John Fleetwood Baker, Baron Baker,

Fazlur Khan

MORFOLOGIA DE LAS ESTRUCTURAS

La morfología estructural estudia la forma de las construcciones, la cual debe concebirse integrada al proyecto arquitectónico. De tal manera que la estructura se integre al proyecto, sin que se obstruya su funcionamiento.

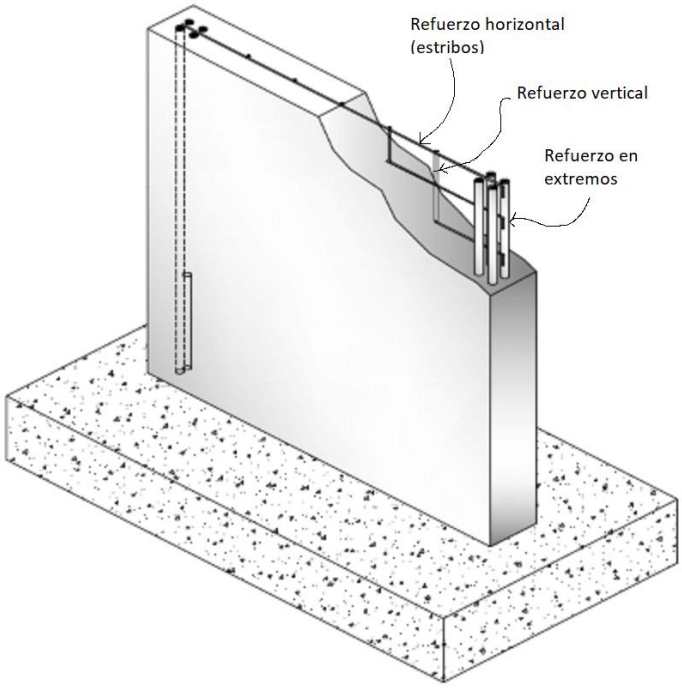
Si le preguntamos a un alumno novato o a la comunidad en general las formas de elaborar un proyecto estructural, la respuesta de la mayoría, sino total seria: “de concreto o de acero”, respuesta totalmente errónea; si hablamos de una solución estructural, nada tiene que ver el material utilizado, sino que sistema estructural podemos utilizar para resistir las cargas en la estructura, tanto las cargas verticales o gravitacionales (que somos nosotros y el peso mismo de la estructura), así como las cargas laterales o accidentales (sismo o viento). Para tal efecto, existen 3 métodos o sistemas:

1.- Muros de cortante (No confundir con muros de carga de tabique, llamados muros de mampostería confinada)

2.-Sistema Reticular de Marcos o marcos tridimensional resistente a momentos.

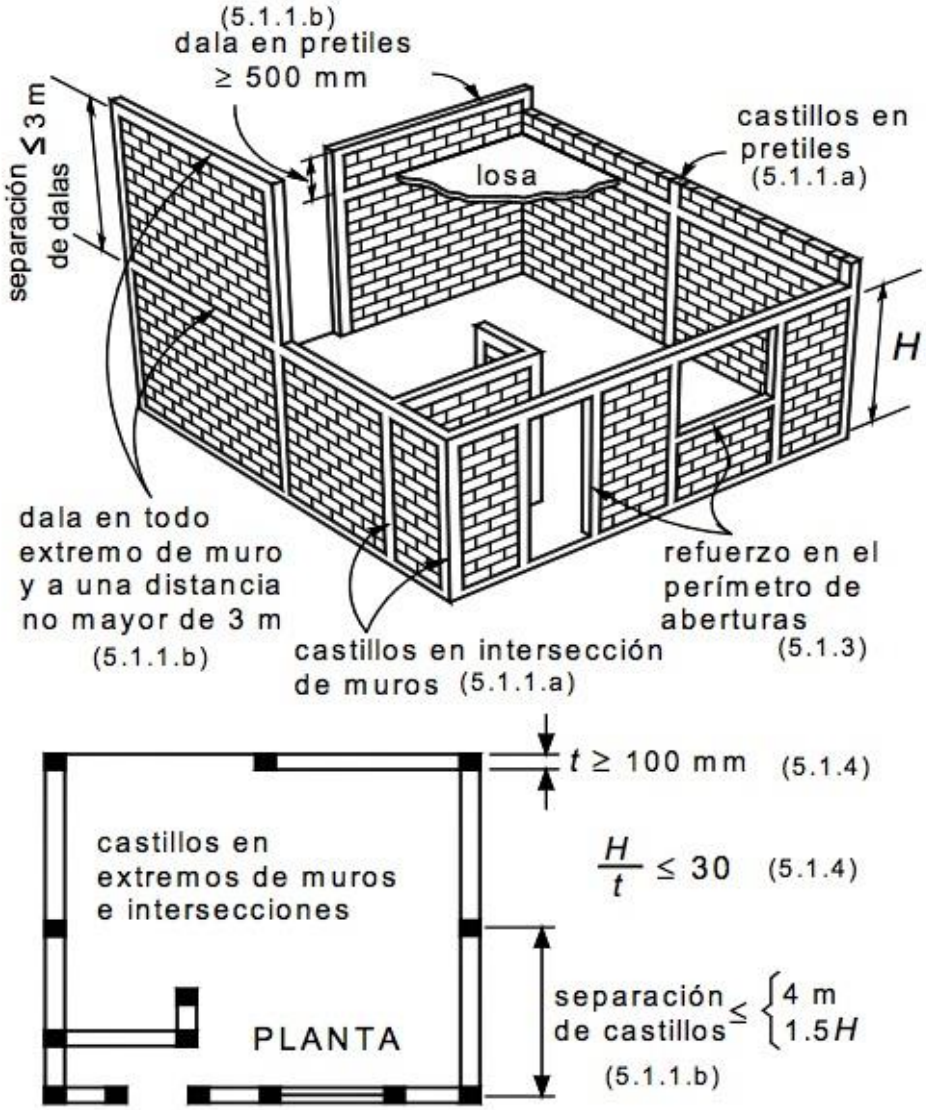
3.- Mixto o hibrido

Los Muros de cortante son muros de mampostería, de concreto ladrillo o block armados para resistir cargas horizontales y verticales, y pueden usarse en edificios de multi niveles.



Estos muros se suponen empotrados por las dos losas arriba y abajo y el muro actuando como una viga en posición vertical, por ende, esta reforzada en cada extremo, además tendrá refuerzo perpendicular al ya mencionado como estribos, y por último tendrá refuerzo vertical para resistir las cargas verticales, y tanto estos refuerzos, así como el espesor del muro son calculados.

Los famosos “Muros de carga” o muros de mampostería confinada son muros utilizados principalmente en las construcciones de casa-habitación de 1 y 2 niveles, que son capaces de resistir las cargas verticales, “algo” de las cargas horizontales siempre y cuando cumplan con ciertos lineamientos.



Si observamos la figura, los requisitos son los siguientes:

-Todo muro deberá estar confinado (rodeado) por dalas y castillos

Colocando castillos

-En todo final, intersección y abertura

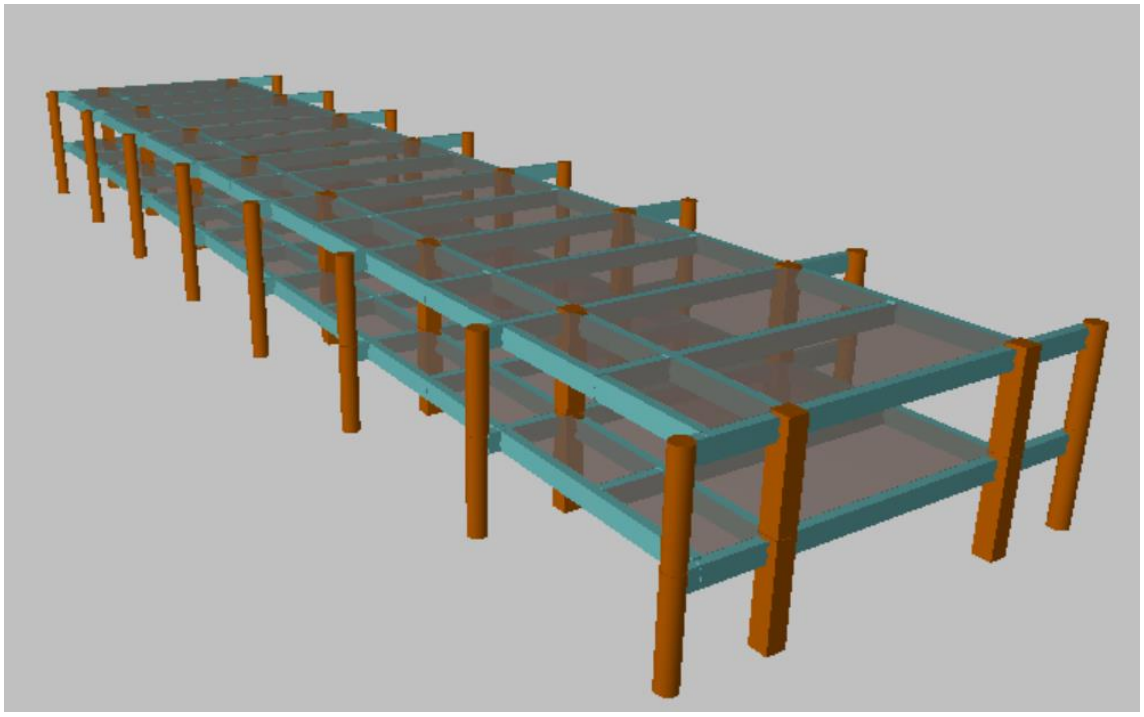
-El espesor del muro será $\geq \frac{Altura}{30}$

-La separación de los castillos $\leq 4mts\ o\ 1.5\ la\ altura$

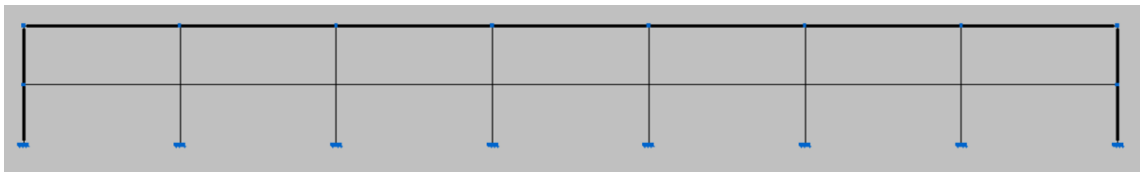
SISTEMA RETICULAR

El sistema reticular es el más adecuado para la construcción de grandes edificios como los que se mencionan a continuación: Hoteles, oficinas, plazas comerciales, edificios industriales, etc. Teniendo en cuenta que los materiales más utilizados actualmente son el concreto armado y el acero estructural.

A continuación, ilustraremos cómo funciona el sistema reticular. Tomemos el edificio de 2 niveles del Departamento de ciencias de la Tierra del Instituto Tecnológico de Tijuana. Es un edificio de 2 niveles con 7 salones como se muestra.

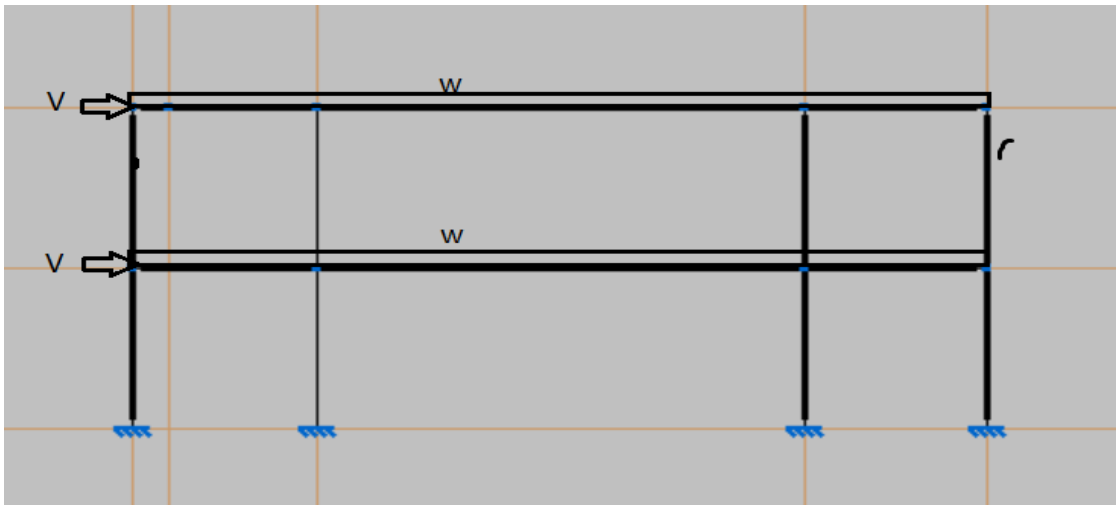


En el sentido longitudinal existen 4 ejes similares a este, y cada uno debe resistir las cargas verticales y horizontales de acuerdo a análisis de cargas y sismo o viento.



Marco longitudinal

En el sentido transversal existen 8 marcos similares a este, y de la misma manera deben de resistir las cargas mencionadas.



Marco transversal

El sistema reticular es el más adecuado para la construcción de grandes edificios como los que se mencionan a continuación: Hoteles, oficinas, plazas comerciales, edificios industriales, etc. Teniendo en cuenta que los materiales más utilizados actualmente son el concreto armado y el acero estructural.

MIXTO

En el caso del sistema mixto, es de costumbre en edificios altos construir los cubos de elevadores y escaleras primero, usualmente de concreto armado, o sea muros de cortante de concreto, y montar sobre estos las grúas de apoyo, así el sistema reticular se apoya sobre estos muros, logrando así un sistema mixto.

Armando cubo de escaleras

MATERIALES PARA LA CONSTRUCCION

Los materiales más usados en la construcción son la madera, el concreto y el acero, cada uno con su propias características físico mecánicas y sus ventajas y desventajas. A continuación, presentaremos estas características.

La característica más importante es la resistencia, pero para poder definir esto debemos buscar una unidad que se pueda utilizar de forma "justa" para comparar, ¿es decir cómo puedo comparar la resistencia de un barrote 2x4 de madera contra una varilla de ½ "de diámetro? Esta unidad se llama esfuerzo, por definición

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

Donde: P = Fuerza o Carga

A = Área que se afecta

En palabras: **El esfuerzo es la relación entre la fuerza aplicada y el área de la sección transversal donde está actuando la fuerza aplicada.**

Esta unidad permite comparar la "resistencia" de elementos de diferente tamaño, forma, y material.

TABLA DE ESFUERZOS DE DIFERENTES MATERIALES (PROMEDIOS)

MATERIAL	ESFUERZOS (N/mm2)			
	TENSION (N/mm2)	COMPRESION (N/mm2)	CORTANTE (N/mm2)	M. de Elasticidad (N/mm2)
MADERA	120	110	12	110,000
CONCRETO	20	200	8	212,000
ACERO	2500	2500	1500	2,100,000

De la tabla anterior podemos apreciar que el Acero es el material que “aguanta más”, o resiste más, pero no indica que para todas las situaciones es la mejor opción, todos tiene sus ventajas y desventajas como lo veremos a continuación:

ESTRUCTURA DE MADERA

La madera ha sido uno de los materiales más utilizados por el ser humano para construir edificios desde los comienzos de la historia. Aunque el uso de acero, hormigón o hierro haya aportado significativos avances a la construcción, la madera nunca ha perdido su popularidad. De hecho, ¿la cantidad de viviendas de madera alrededor del mundo puede sorprender a muchos lectores que países del primer mundo como Japón, Escocia o Estados Unidos sean líderes en la construcción en madera.

Cabe destacar que las ventajas de la madera son mucho mayores que sus desventajas como material: Es un producto natural 100% renovable, proporciona aislamiento térmico y acústico natural, es reutilizable, La madera puede ser reutilizada varias veces, minimizando los residuos, Facilidades en la labor de manejo y ejecución, permitiendo una terminación temprana de las obras, por último, Ofrece una amplia variedad de texturas y acabados para aportar belleza y carácter a los proyectos. La única desventaja seria que es un material altamente inflamable. Con todas estas ventajas nos es de sorprender su gran popularidad en el mundo de la arquitectura.

Desgraciadamente, a pesar de esta popularidad, en los países de nuestra región es común asociar la construcción de vivienda en madera con proyectos de baja calidad, antes este prejuicio no existe en México Industria maderera que produzca maderas con grados estructurales para su uso en los diseños de los edificios.

MAMPOSTERIA

El sistema constructivo de mampostería es tan antiguo como las primeras obras construidas por la humanidad. De manera general, mampostería se

refiere a múltiples piezas de distintos materiales, tamaños y formas que apiladas una sobre otra en conjunto constituyen un elemento vertical, llámese una barda divisoria, un muro de contención, de carga o incluso columnas.

Al inicio, la mampostería se constituía principalmente de grandes bloques de piedra que se ordenaban en elementos de gran basamento, lo que dificultaba su construcción, pero aseguraba su estabilidad y resistencia. Al pasar del tiempo, los constructores se dieron cuenta que se podían elaborar muros con piedras más pequeñas acomodadas de la manera correcta y perfectamente plomeadas, lo que reducía tiempos de construcción. Aunque claro, para asegurar la adherencia entre las piezas, por movimientos externos, era necesario "pegarlas", para lo que se comenzó a usar y perfeccionar el hoy bien conocido mortero. Hoy en día, los materiales más usados son el block de cemento, el tabique, el ladrillo hueco, y el concreto.

Como el resto de tecnología, en la albañilería la mampostería se ha perfeccionado a través del tiempo y hoy en día tenemos tantas variantes como necesidades y gustos. A grandes rasgos podemos clasificar los tipos de mampostería por su materialidad, por la función que cumple o por la forma en que se construye.

Por la materialidad en que se construyen, los elementos de mampostería pueden ser de distintos tipos de piedra, tabiques rústicos o industriales y bloques de concreto. A diferencia de los bloques, los tabiques son piezas cerámicas que se fabrican de arcilla moldeada y cocida.

Por la función que cumplen, los muros pueden ser estructurales, decorativos o ambos. Muchas veces se buscará construir un muro de contención de piedra o una barda de tabiques rústicos, por ejemplo, de manera rápida y barata, por lo que el resultado final tenderá a tener un aspecto tosco, principalmente porque se descuidarán el espesor de las

juntas de mortero y el aspecto mismo de las piezas con el que se construye. A este respecto, es común aplicar un enjarre a manera de recubrimiento.

Por otro lado, para muros decorativos es común utilizar el tipo de mampostería de piedra careada o concertada, en los que la adecuación de las piezas de piedra juega un papel importante, ya que se buscará principalmente que el muro tenga un aspecto agradable.

En contraste, la mampostería estructural tiene requerimientos específicos que se especifican en reglamentos y normas de construcción, como el espesor de la junta de mortero y la cantidad de dalas y castillos que se usan para reforzarlos. Esto es porque su finalidad es soportar el peso de cubiertas o entre pisos, por lo que será sumamente necesario procurar la calidad y resistencia de las piezas y morteros que se vayan a utilizar. Como el resto de tecnología, en la albañilería la mampostería se ha perfeccionado a través del tiempo y hoy en día tenemos tantas variantes como necesidades y gustos. A grandes rasgos podemos clasificar los tipos de mampostería por su materialidad, por la función que cumple o por la forma en que se construye.

Por la materialidad en que se construyen, los elementos de mampostería pueden ser de distintos tipos de piedra, tabiques rústicos o industriales y bloques de concreto. A diferencia de los bloques, los tabiques son piezas cerámicas que se fabrican de arcilla moldeada y cocida.

Por la función que cumplen, los muros pueden ser estructurales, decorativos o ambos. Muchas veces se buscará construir un muro de contención de piedra o una barda de tabiques rústicos, por ejemplo, de manera rápida y barata, por lo que el resultado final tenderá a tener un aspecto tosco, principalmente porque se descuidarán el espesor de las juntas de mortero y el aspecto mismo de las piezas con el que se construye. A este respecto, es común aplicar un enjarre a manera de recubrimiento.

Por otro lado, para muros decorativos es común utilizar el tipo de mampostería de piedra careada o concertada, en los que la adecuación de las piezas de piedra juega un papel importante, ya que se buscará principalmente que el muro tenga un aspecto agradable.

En contraste, la mampostería estructural tiene requerimientos específicos que se especifican en reglamentos y normas de construcción, como el espesor de la junta de mortero y la cantidad de dalas y castillos que se usan para reforzarlos. Esto es porque su finalidad es soportar el peso de cubiertas o entre pisos, por lo que será sumamente necesario procurar la calidad y resistencia de las piezas y morteros que se vayan a utilizar. Estos son los muros de mampostería confinada que se discutió en capítulos anteriores.

ESTRUTURAS DE CONCRETO REFORZADO

Las estructuras de concreto reforzado son las formadas por la combinación de concreto hidráulico y acero de refuerzo, para integrar una estructura con las propiedades que cada uno de ellos aporta. Las estructuras de concreto reforzado pueden ser elementos colados en el sitio o elementos precolados.

Se trata de una mezcla ultra resistente elaborada a base de concreto y acero. Esto quiere decir que el cemento es reforzado con componentes metálicos en forma de armadura de barras o pequeñas fibras. Actualmente es de los más utilizados en la ingeniería civil. Esta combinación surge gracias a que el cemento posee una gran resistencia a la compresión, pero muy poca a la tracción. Para solucionar esto se le agrega el acero, que es un componente que tolera muy bien este tipo de fuerza. Ambos elementos se complementan y previenen la aparición de grietas y deformaciones en las obras. Puede encontrarse en diversas clases según su refuerzo y generalmente se usa en construcciones de grandes dimensiones.

Muchos profesionales escogen este material por encima de otros. Posee múltiples beneficios que no solo se asocian a la resistencia. Estas son algunas de las ventajas de utilizar este tipo de concreto para tus proyectos:

Excelente resistencia. Puede decirse que está entre los componentes más resistentes. Sus agregados principales actúan de forma complementaria para lograr una combinación sólida y capaz de soportar situaciones de tensión extremas.

Disponibilidad y bajo costo. Esta clase de concreto es de los más económicos en el mercado. El motivo es la disponibilidad que tienen los componentes principales del cemento y la baja cantidad de refuerzos requeridos. Además, no necesita de mucho mantenimiento.

Fácil aplicación. Se trata de un material muy sencillo de manejar y aplicar. No es necesario ser un experto en el tema para poder utilizarlo. No obstante, se recomienda la presencia de un profesional para asegurar el correcto uso y proporción.

Versatilidad. Esta mezcla puede usarse para un sinfín de estructuras y obras de diversas escalas. Puede aplicársele modificaciones de color y formas según sea necesario.

Inversión duradera. La durabilidad está garantizada. Las estructuras hechas de este material pueden conservarse durante años sin sufrir percances. Recordemos que el cemento tiene la habilidad de fortalecerse con el paso del tiempo. ¿¿Un rascacielos icónico de concreto reforzado?? Las Torres Petronas, situadas en Kuala Lumpur, capital de Malasia, con una altura de 452 metros y 88 pisos ¡

ESTRUCTURAS DE ACERO

Las estructuras de Acero son el conjunto de elementos o perfiles estructurales que forman la parte resistente de una construcción. El sistema estructural en acero se basa en un marco o esqueleto de cualquier estructura cuyos componentes en su mayoría son columnas y vigas de acero, estos elementos nos ayudan para soportar el suelo, techo y las paredes de un edificio.

El acero es una aleación, es decir una mezcla de hierro (Fe) y carbono (C) cuyo porcentaje de carbono debe ser inferior al 2%, el acero se puede alear

con otros elementos como el cromo (Cr), manganeso (Mn), y el Níquel (Ni) con el fin de alcanzar otras propiedades, pero a estos aceros se les conoce como aceros aleados.

La eficiencia del acero se basa en la fabricación de las piezas o secciones con la forma adecuada para resistir la compresión, la tensión o alguna otra solicitud, además que el acero se fabrica bajo normas y estándares controlados que no permiten que exista una variedad entre cada pieza.

Como ya se mencionó, los aceros estructurales se fabrican bajo normas y estándares que regulan las características que deben cumplir los aceros, una de las normas es la norma internacional American Society for Testing and Materials (ASTM) quien agrupa a los aceros en las siguientes clasificaciones:

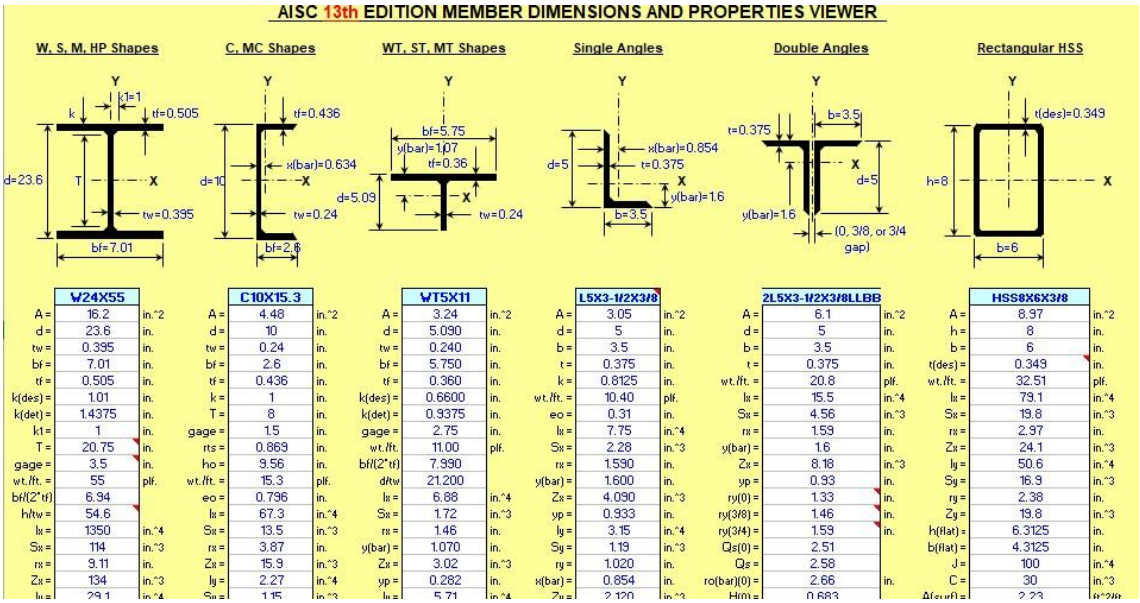
Aceros al Carbono: A36, A53, A500, A501 y A529

Aceros de baja aleación y de alta resistencia: A572, A618, A913, A992

Aceros de baja aleación y alta resistencia y resistentes a la corrosión: A242, A588 y A847

Para las construcciones es muy común utilizar los aceros de baja aleación y de alta resistencia como lo son los A572 y A992, los cuales cubren las necesidades para el diseño de la edificación, por ejemplo: si la estructura se encuentra en zona sísmica, el acero que se colocará debe ser tener las siguientes características: ductilidad, rigidez, debe ser capaz de ser soldable y con capacidad de absorción de energía (tenacidad), y no hay que olvidar la seguridad de la construcción, el acero debe ser capaz de resistir las cargas horizontales y verticales que actuarán en la construcción

Ejemplo de perfiles estructurales de acero



Ventajas de las estructuras de acero

Rapidez en el armado o montaje. - las estructuras se pueden preparar en el taller y solo atornillar o soldar en el sitio.

Las estructuras también son de fácil transportación por ser más ligeras. Existen ejemplos de estructuras desarmables y prefabricadas como lo es el Museo del Chopo en la Ciudad de México, este pabellón fue traído desde Alemania después de albergar la Exposición de Arte e Industria Textil en el año de 1902. El empresario mexicano José Landero y Coss fue quien se encargó de traerlo a México con el fin de instalar la Compañía Mexicana de Exposición Permanente S.A. y actualmente sirve como museo, centro de exposiciones y teatro.

Otra de las ventajas es que al tener una mejor resistencia se pueden proponer en el diseño arquitectónico, grandes claros, vigas voladas, paredes oblicuas, y otros diseños no simétricos.

La sustentabilidad es otra de las ventajas ya que es 100% reciclable, a la hora de elegir acero se está eligiendo un material de proceso de reciclado, cuya producción es controlada y no contamina a la atmósfera, y cuyo consumo de agua es del 41% menos a diferencia que en el proceso del concreto.

ESTRUCTURAS CON CABLES

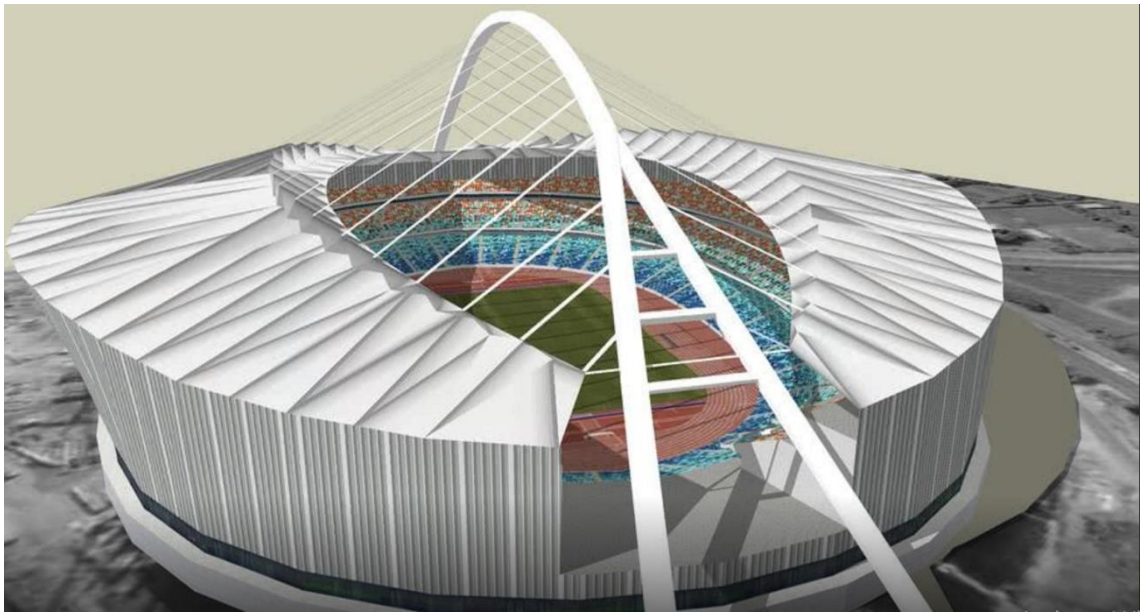
El cable es un elemento flexible que, sujeto a cargas externas, adquiere una forma concreta llamada FUNICULAR, que depende de la magnitud y posición de las mismas. Desarrolla solo fuerzas de tracción o tensión, por lo que, junto con la alta resistencia del material, hace que constituya una estructura muy ligera, que hace económicamente más viable su utilización.

Las primeras estructuras formadas con cables fueron puentes colgantes y, posteriormente puentes atirantados. Hasta después de finales del siglo XIX se utilizaron para cubiertas de edificios de grandes luces.

Puente de Brooklyn

Puente Atirantado de Monterrey

Render del Estadio Atirantado de Moses Mhabida Sudafrica.



ESTRUCTURAS DE PLASTICO E INFLABLES

Las estructuras inflables se pueden utilizar en prácticamente cualquier entorno y son ideales tanto para aplicaciones civiles como militares.

Este tipo de construcciones se componen de una estructura de tela doble que se rellena de aire para conformar el volumen que queramos. Se trata de estructuras estables y auto portantes y que se mantienen gracias un ventilador que mantiene el aire en el interior. Debido a su configuración, las estructuras inflables no necesitan cimentación masiva, aunque evidentemente si es necesario un sistema de anclaje al terreno.

Los edificios inflables de células de aire (neumáticos) actúan como estructuras permanentes y tienen una alta resistencia a la torsión, lo que les permite resistir vientos de hasta 150km/h y carga de nieve de hasta 140kg/m2.

Los edificios de estructuras inflables pueden soportar cargas en el techo y paredes para la iluminación, elevación y otros requisitos de cableado. Tienen excelentes propiedades de aislamiento térmico y acústico, y toleran temperaturas de -30 ° C a + 70 ° C.

La esperanza de vida de los edificios de estructuras inflables depende del clima en el que están instalados y en particular de los niveles de luz ultravioleta a la que están expuestas las estructuras neumáticas. Una estructura inflable colocada en el aire libre puede sobrevivir durante 10 años en los trópicos y 20 años en las condiciones europeas. Si las estructuras inefables se colocan en ambientes interiores pueden durar casi indefinidamente.

Una de las grandes ventajas de este tipo de construcciones a partir de estructuras inflables es que no tienen limitaciones en cuanto a diseñar diferentes formas y geometrías, aunque hay que considerar la estabilidad mínima de toda estructura y no se pueden plantear estructuras horizontales ilimitadas.

Otra de las grandes ventajas de este tipo de estructuras es la rapidez de ejecución, ya que pueden instalarse y estar preparados para su uso en un solo día, lo que las hace muy interesante para todo tipo de eventos temporales, exposiciones, carpas de festejos, etc…

ESTRUCTURA INFLABLE.

UNIDAD 2

UNIDAD 2 SISTEMA DE FUERZAS

Como se mencionó anteriormente, la materia de Estructuras I de la carrera de arquitectura del Instituto Tecnológico Nacional de México es una mezcla de 2 materias clásicas de ingeniería: Las unidades 1,2 y 3 pertenecen a ESTATICA, mientras que la unidad 4 a RESISTENCIA DE MATERIALES, siendo ambas partes del estudio de la parte mecánica de la física. Por una parte, ***ESTATICA*** *es la parte mecánica de la física que ESTUDIA* ***los cuerpos RIGIDOS, en REPOSO*** *bajo la acción de cargas****,*** *mientras que* ***RESISTENCIA DE MATERIALES*** *es la parte mecánica de la física que estudia* ***los CUERPOS DEFORMABLES, EN REPOSO*** *bajo la acción de* ***CARGAS.*** Nótese que con solo cambiar de Rígido a Deformable , hemos cambiado de la materia de Estática a la materia de Resistencia de materiales.

Principios fundamentales de la Mecánica

El estudio de la Mecánica reposa en 6 principios fundamentales:

1.-LA LEY DEL PARALELOGRAMO PARA SUMA DE FUERZAS establece que dos fuerzas que actúan sobre una partícula pueden ser reemplazadas por una sola, llamada la resultante, dada por la diagonal del paralelogramo que tiene por lados las fuerzas originales.

2.-EL PRINCIPIO DE TRANSMISIBILIDAD establece que las condiciones de equilibrio, o movimiento, permanecerán inmodificables si una fuerza que actúa en un punto dado del cuerpo rígido es reemplazada por otra de la misma magnitud e igual dirección, pero que actúan en un punto diferente, con la condición de que las dos fuerzas tengan la misma línea de acción. Básicamente dice que, si el cuerpo es rígido, es lo mismo jalar que empujar, siempre y cuando las fuerzas tengan la misma línea de acción.

3.-LA PRIMERA LEY DE NEWTON establece que, si la RESULTANTE DE LAS FUERZAS que actúa sobre una partícula es cero, el cuerpo permanecerá en reposo, si originalmente estaba en reposo, o se moverá con velocidad constante, si originalmente estaba en movimiento.

4.-LA SEGUNDA LEY DE NEWTON establece que, si la RESULTANTE DE LAS FUERZAS que actúa sobre una partícula es diferente de cero, la partícula adquirirá una aceleración proporcional a la magnitud de la resultante y en dirección de esta fuerza, o bien:

$$F = ma$$

5.-LA TERCERA LEY DE NEWTON establece que para cada acción, existe una reacción, de la misma magnitud y de sentido opuesto.

6.-LA LEY GRAVITACIONAL DE NEWTON, fuerza de atracción gravitacional

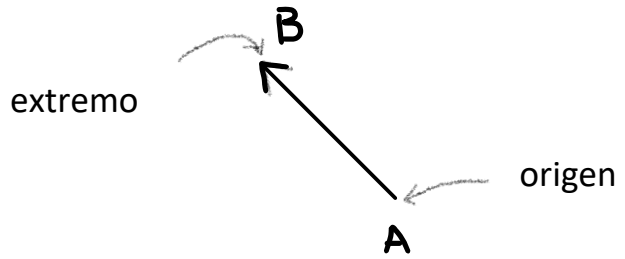
$$F = G\frac{Mm}{r^2}$$

En nuestro estudio de estática los principios 4 y 6 no aplican, la 2 porque es para movimiento, y 6 porque no estamos estudiando cuerpos celestes.

DEFINICION DE FUERZA:

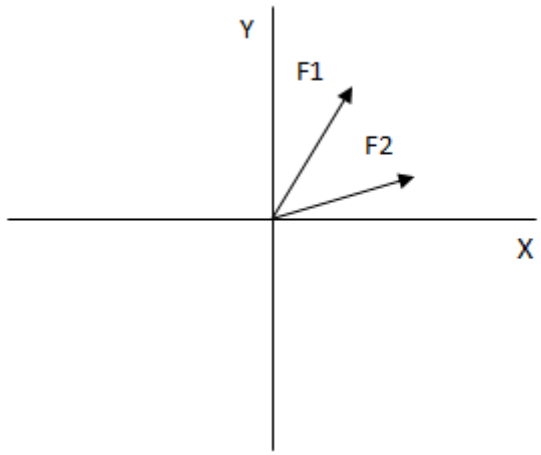
Una fuerza es una cantidad cuya acción, esfuerzo o influencia que puede alterar el estado de movimiento o de reposo de cualquier cuerpo. Una fuerza es un vector, y como tal su definición requiere del conocimiento de su MAGNITUD, DIRECCION Y SENTIDO.

Matemáticamente hablando, un vector, y por lo tanto una fuerza, puede ser representada gráficamente por una recta dirigida:

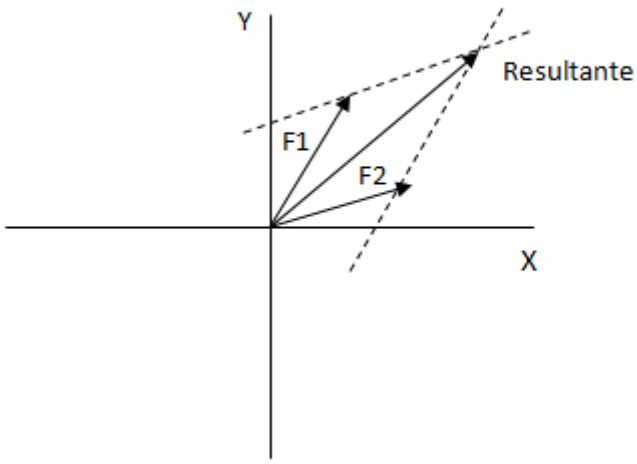


El vector AB tiene origen A y extremo B, es decir va de A hacia B, porque el vector BA seria uno de la misma magnitud y dirección, pero de sentido opuesto.

Usando el Teorema del paralelogramo, Si queremos sumar 2 fuerzas, F1 y F2, como se muestra:



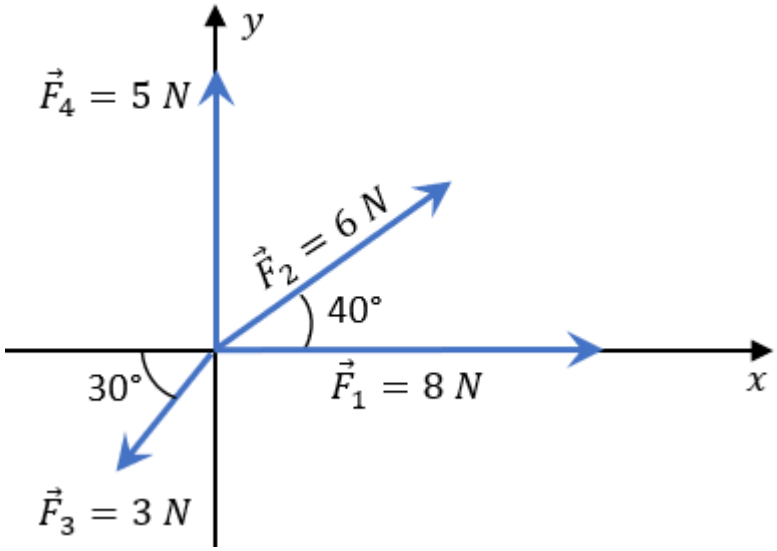
Tenemos que completar el paralelogramo y trazar la diagonal, siendo esta la resultante o suma de las fuerzas F1 y F2.



Si se dibujó a escala podríamos medir la resultante con escalímetro y conocer la magnitud de la resultante, también con el uso de un transportador podríamos leer el ángulo que esta con respecto al eje X, esta sería una solución gráfica, si queremos una solución analítica, tendríamos

que usar las leyes del coseno y seno y utilizar trigonometría para calcular la magnitud, dirección y sentido de la resultante.

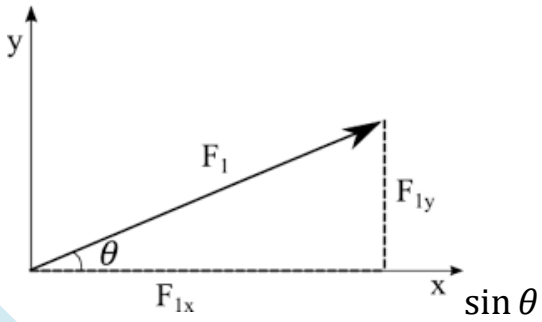
Es obvio que, si tenemos un sistema de 4 fuerzas, la solución analítica dicta que tenemos que encontrar la resultante de las fuerzas F1 y F2, luego la resultante de las fueras F3 y F4, y final mente la resultante de ambas.



Este procedimiento es impráctico, por lo que procederemos a presentar el método correcto.

COMPONENTES DE UNA FUERZA

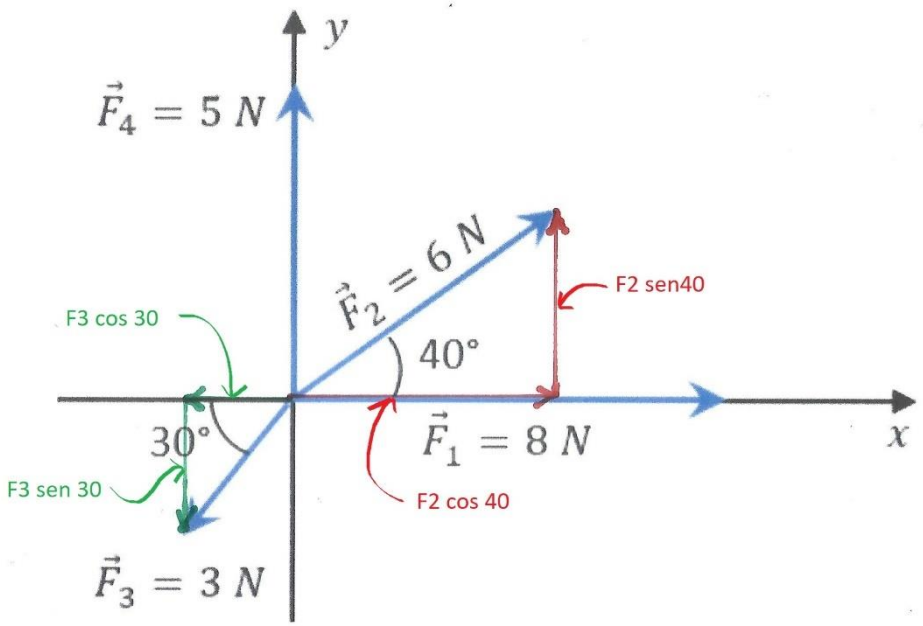
Supongamos que tenemos una fuerza F_1 , y deseo encontrar sus componentes, F_{1x}, y F_{1y}



Utilizando trigonometría $F_{1x} = F_1 \cos\theta$, y $F_{1y} = F_1 \sin\theta$. De forma similar podemos encontrar las componente en X y en Y de todos las fuerzas, finalmente sumar todas la fuerzas en X y todas las fuerzas en Y por separado,

Y la resultante es R = $\sqrt{\sum Fx^2 + \sum Fy^2}$

Resolviendo el problema anterior



FUERZA	MAGNITUD	Fx	Fy
F1	8	8	0
F2	6	6sen 40 = 3.857	6cos 40 = 4.596
F3	3	-3cos30 = -2.598	-3sen30=-1.5
F4	5	0	5
Suma		1.259	8.096

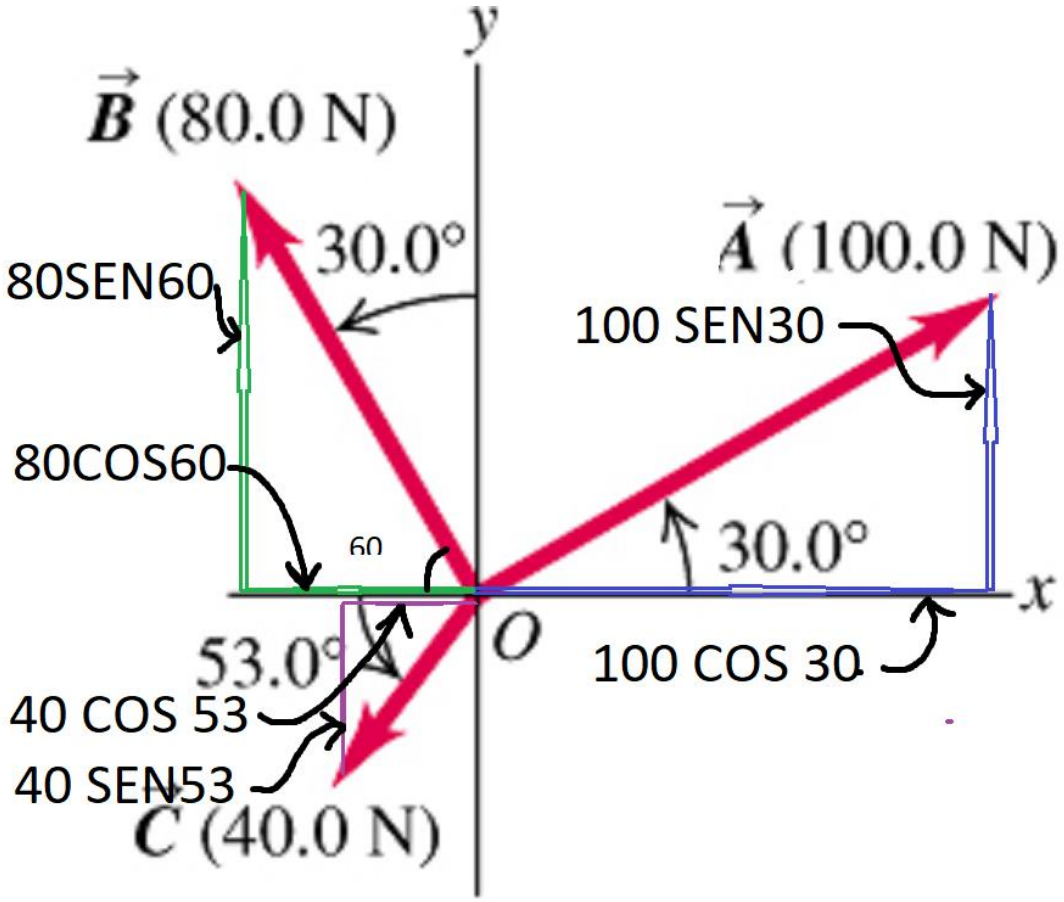
Y la resultante o suma de las 4 fuerzas es:

$$R = \sqrt{1.259^2 + 8.096^2}$$

$$R = 8.183$$

Cabe mencionar que para el alumno novato es muy recomendable que dibuje las componentes de cada fuerza, con los sentidos correctos, ya que esto les indicara si son positivos o negativos.

EJEMPLO 2



FUERZA	MAGNITUD	Fx	Fy
A	100	100COS 30 =86.6	100SEN 30=50
B	80	-80COS 60= -40	80SEN 60= 69.28
C	40	-40COS 53 =-24.07	-40SEN 53=-31.94
SUMA		22.53	87.34

R = $\sqrt{22.53^2 + 87.34^2}$

R = 90.20

Ejercicio de practica

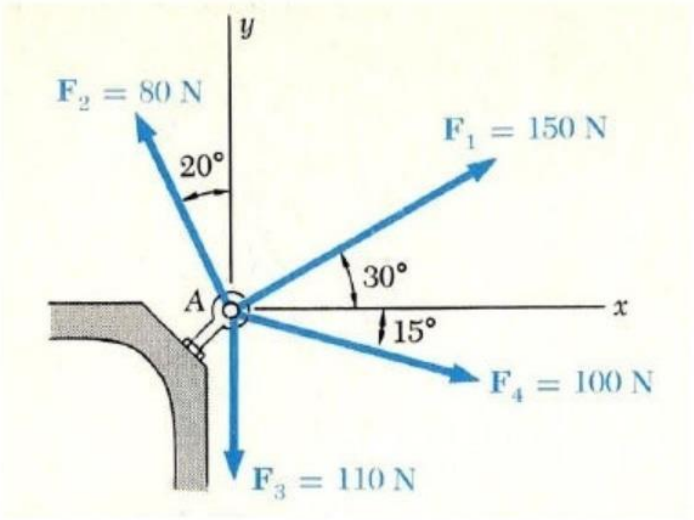


DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE Y EQUILIBRIO

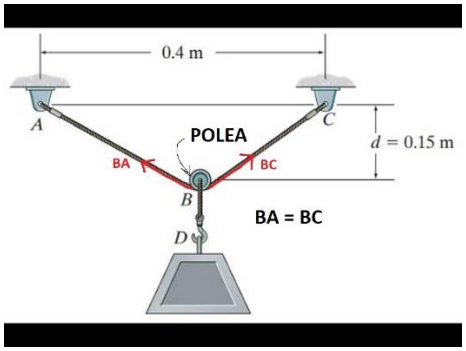
La 1er Ley de Newton "Si la resultante de las fuerzas que actúan sobre un cuerpo es cero el cuerpo permanecerá en reposo, si originalmente estaba en reposo, o se moverá con velocidad constante, si originalmente estaba en movimiento", si lo razonamos diferente: como estamos estudiando estática, yo sé que mi cuerpo no se mueve, así que, ¡forzosamente la suma de las fuerzas actuando sobre mi cuerpo debe ser cero! Fundamentado en lo anterior resultan 3 ecuaciones de equilibrio en el plano (6 en el espacio), y son:

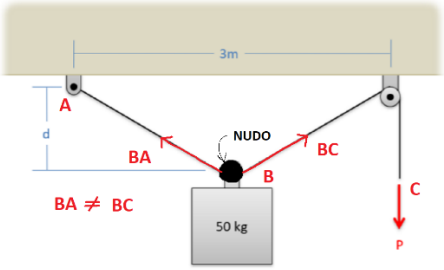
$$\sum F_x = 0 \qquad \sum F_y = 0 \qquad \sum M = 0$$

Utilizando estas 3 ecuaciones debemos de poder resolver todos los problemas isostáticos de estructuras.

DIAGRAMAS DE CUERPO LIBRE, FUERZAS CONCURRENTES

DEFINICION: En los problemas de equilibrio en cables existen 2 escenarios: Uso de polea sobre cable, y No polea. La diferencia es que cuando se usa polea, las fuerzas en los cables en ambos lados de la polea son iguales, ¡¡de otra manera NO!!





Ejercicio 1 Cables

Dos cables están unidos en C, y cargados como se muestran, calcule las fuerzas de tensión de los cables CA y CB.

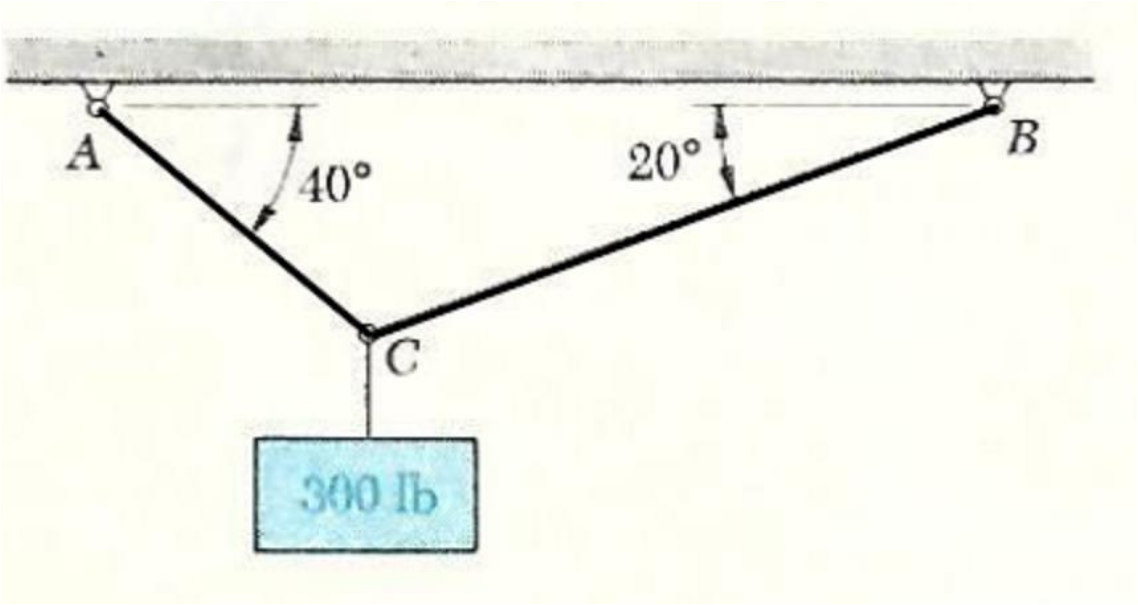


DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE FUERZAS CONCURRENTES:

Para trazar el diagrama de cuerpo libre o “DCL” usaremos el siguiente procedimiento:

1.- Identificar el punto donde concurren (intersectan) todas las fuerzas, en este caso es el punto C

2.- dibujar un círculo alrededor de ese punto, “cortando” lo elementos que deseamos calcular, incluyendo las fuerzas aplicadas.

3.- Dibujar exclusivamente lo encerrado por el circulo, recordando que las barras cortadas muestran ahora las fuerzas internas.

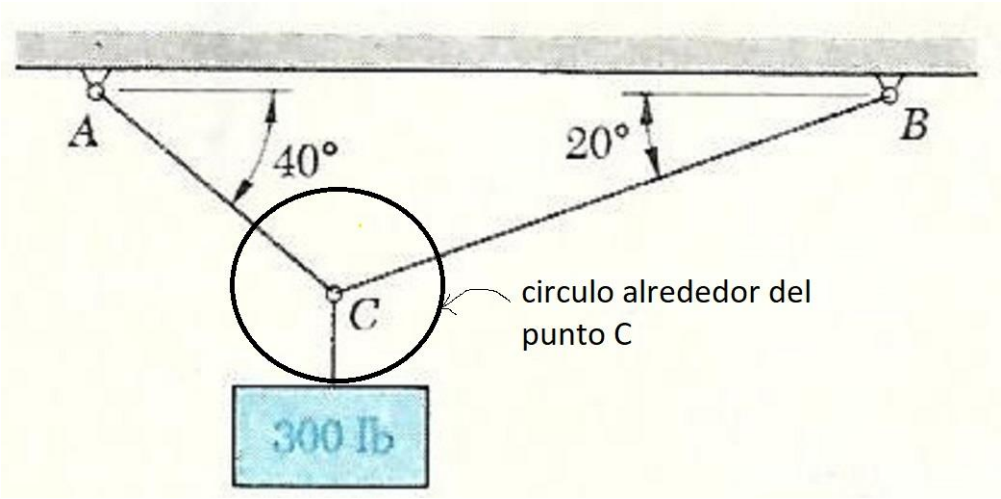
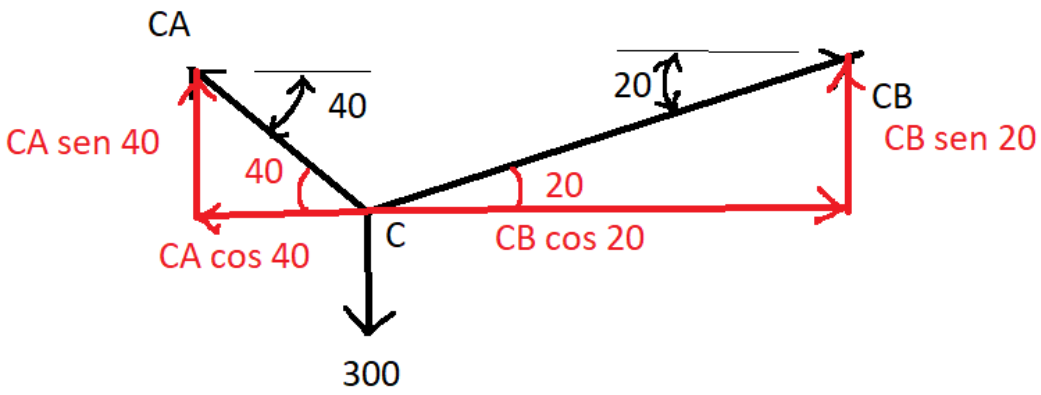


Diagrama de cuerpo libre



FUERZA	MAG	F_X	F_Y
CA		-0.766 CA	0.6428 CB
CB		0.9397 CB	0.342 CB
W		0	-300
SUMA		-.766 CA + .937 CB	0.6428 CA + 0.342 CB - 300

Aplicando las ecuaciones de equilibrio:

$\sum F_x = 0$ = -.766 CA + .937 CB = 0 (EC 1)

$\sum F_y = 0$ = 0.6428 CA + 0.342 CB – 300 (EC 2)

De la Ec 1, despejando para CB:

$$CB = \frac{.766}{.937} CA = 0.815\ CA \quad \text{(EC 1a)}$$

Substituyendo la (EC 1a) En la (EC 2)

= 0.6428 CA + 0.342 (0.815 CA) = 300

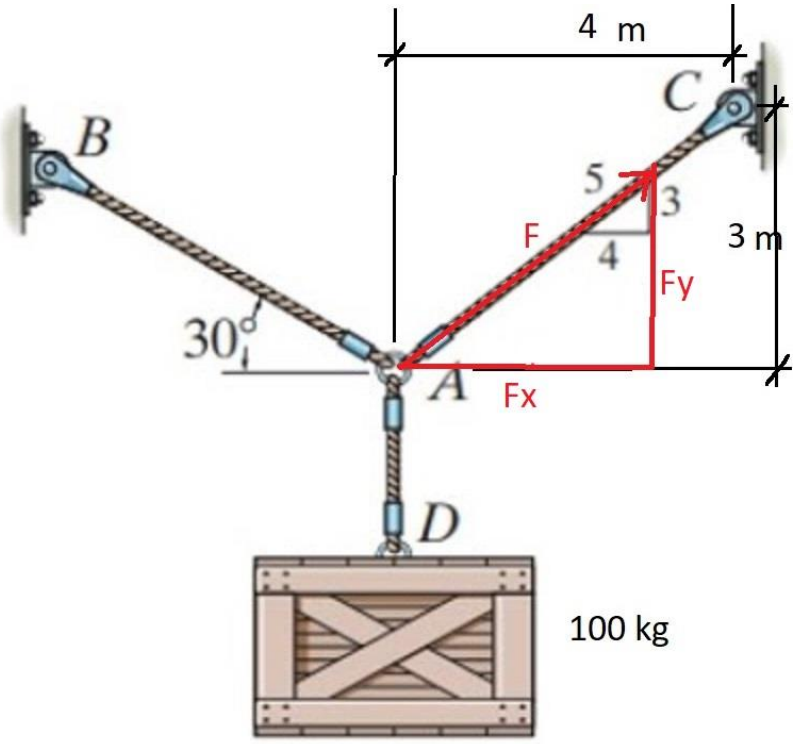
0.92158 CA = 300

CA = 325.527 lbs

Substituyendo en la (EC 1a)

CB = 0.815 (325.527) = 265.304 lbs

Como se vio en el ejercicio anterior, se uso ángulos para definir las direcciones de las fuerzas, pero en la vida cotidiana no es muy practico esto, siempre se usan solo distancias, así que a continuación aprenderemos a calcular las componentes de una fuerza sin usar ángulos.



Se observa de la figura que el cable AC tiene una longitud de 5 metros, con sus 2 componentes ortogonales de 3 y 4 metros. La fuerza F esta "dentro" del cable, por consiguiente, tiene las mismas proporciones, usando proporciones, es decir,

$$\frac{Fx}{3} = \frac{Fy}{4} = \frac{F}{5} \text{ o bien}$$

$$Fx = \frac{3}{5} F \qquad\qquad Fy = \frac{4}{5} F$$

Resultado que se puede deducir fácilmente sin usar las proporciones, solo observando los dos triángulos. Se observa que Fx le corresponde la componente 3, por consiguiente, $Fx = \frac{3}{5} F$, y Fy le corresponde 4, por ende $Fy = \frac{4}{5} F$.

FUERZA	MAG	F_X	F_Y
AB		-AB COS 30 = -0.866 AB	AB SEN 30 = 0.50 AB
AC		0.80 AC	0.60 AC
CAJA		0	-100
SUMA		-.0866 AB + 0.80 AB	0.50 AB + 0.60 AC = 100

Aplicando las ecuaciones de equilibrio:

$\sum F_x = 0$ = -.0866 AB + 0.80 AB = 0 (EC 1)

$\sum F_y = 0$ = 0.50 AB + 0.60 AC = 100 (EC 2)

De la Ec 1, despejando para CB:

$$AB = \frac{.866}{.80} AC = 1.0825 AC \quad \text{(EC 1a)}$$

Substituyendo la (EC 1a) En la (EC 2)

= 0.50AB + 0.60 (1.0825) AC = 100

1.0495 AC = 100

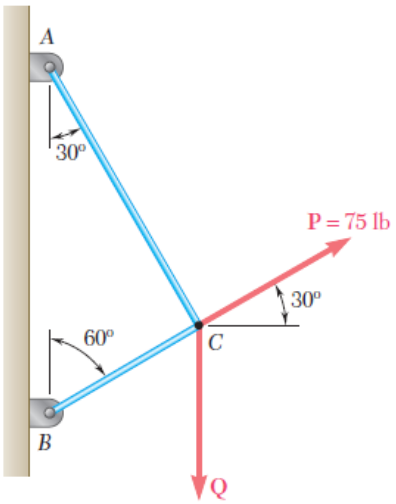
AC = 95.28 lbs

Substituyendo en la (EC 1a)

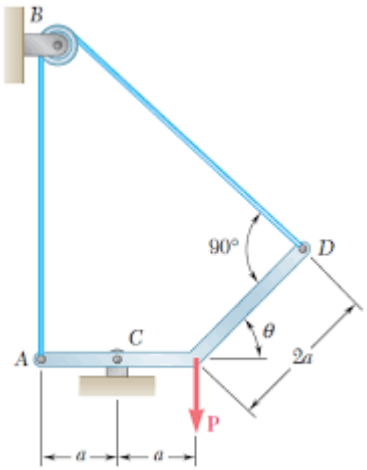
AB = 1.0825 (95.28) = 103.14 lbs

Ejercicios De practica

Calcule las Fuerzas Ca y CB



Calcular la tensiones AB y DB



TIPOS DE APOYOS

Si un soporte previene la traslación de un cuerpo en una dirección dada, entonces sobre el cuerpo actúa una fuerza en esa dirección.

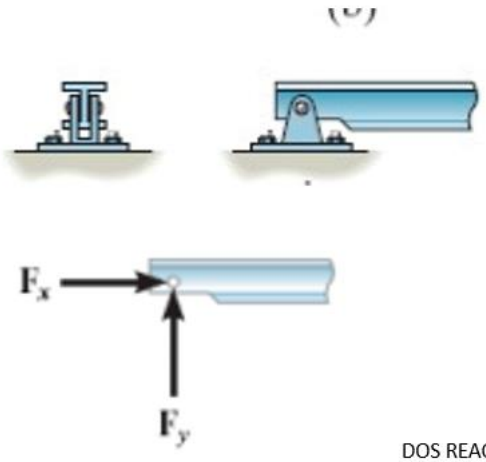
Si previene la rotación, se desarrolla un momento de par sobre el cuerpo.

TIPOS DE APOYOS

RODILLO

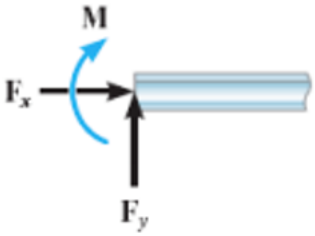
UNA SOLA REACCION

ARTICULACION



DOS REACCIONES

EMPOTRAMIENTO

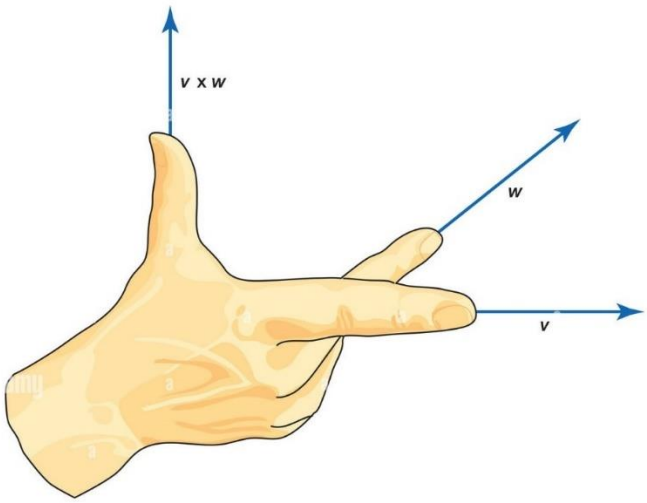


DOS REACCIONES Y UN MOMENTO

MOMENTO DE UNA FUERZA

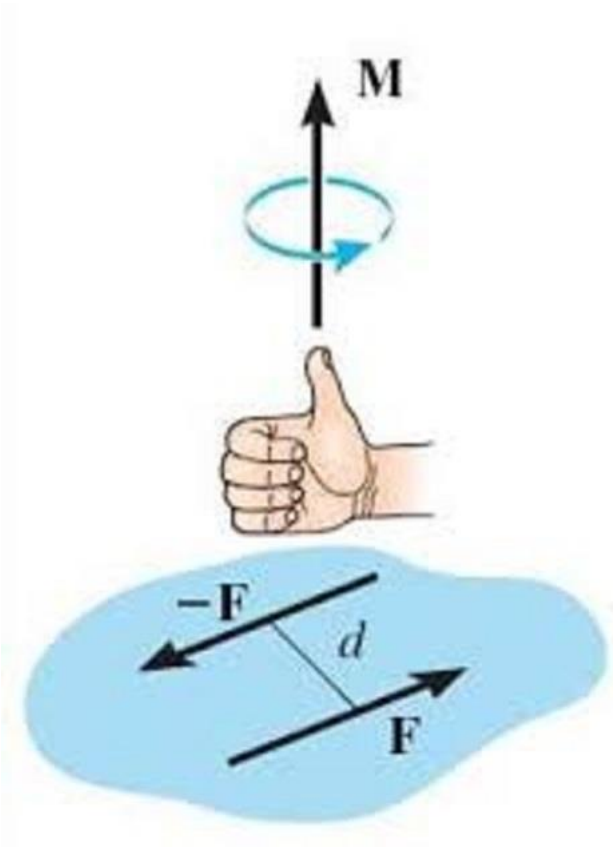
De física: M = $Fd_{\perp}$ Momento es igual a Fuerza multiplicada por la distancia perpendicular a ella

El momento M, al igual que la Fuerza es un VECTOR, y además un vector "A derechas", es decir si la fuerza y la distancia estuvieran en un plano, el momento M es perpendicular a este y plano. Usando la mano derecha, si los dedos Índice y cordial estuvieran en un plano, el pulgar sería el sentido del momento.



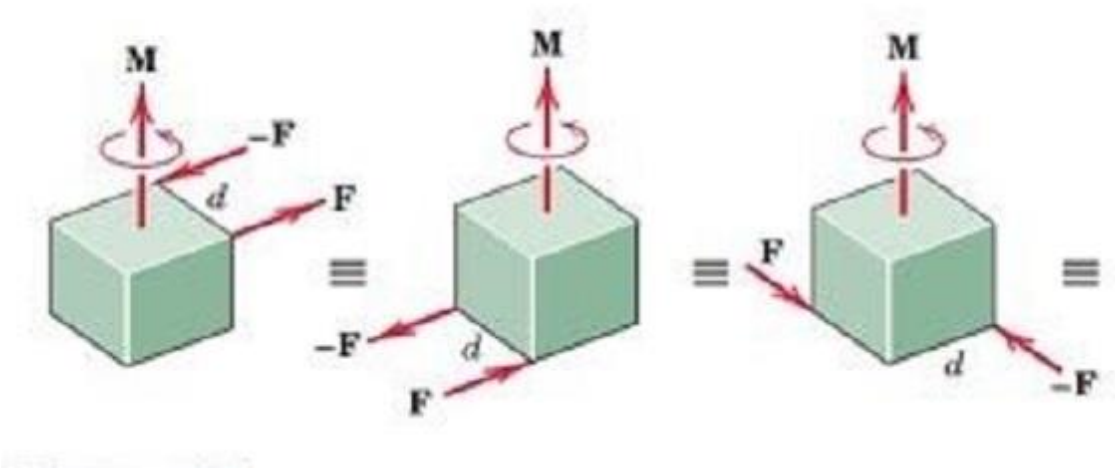
MOMENTO DE UN PAR

Por definición: Dos fuerzas iguales de magnitud y opuesta en sentido y no colineales forman UN PAR.



Donde la Magnitud se calcula M = F x D o M = -F x d

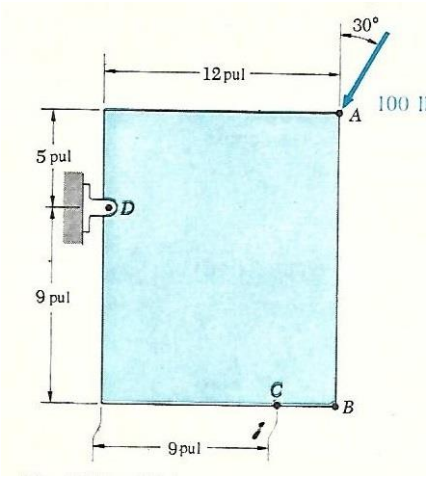
El momento de un par es diferente a un momento común porque el momento de un par es independiente de su origen, es decir donde lo pongas es igual.



Ejercicio 1

La figura muestra una fuerta actuando sobre un placa rectangular, calcular

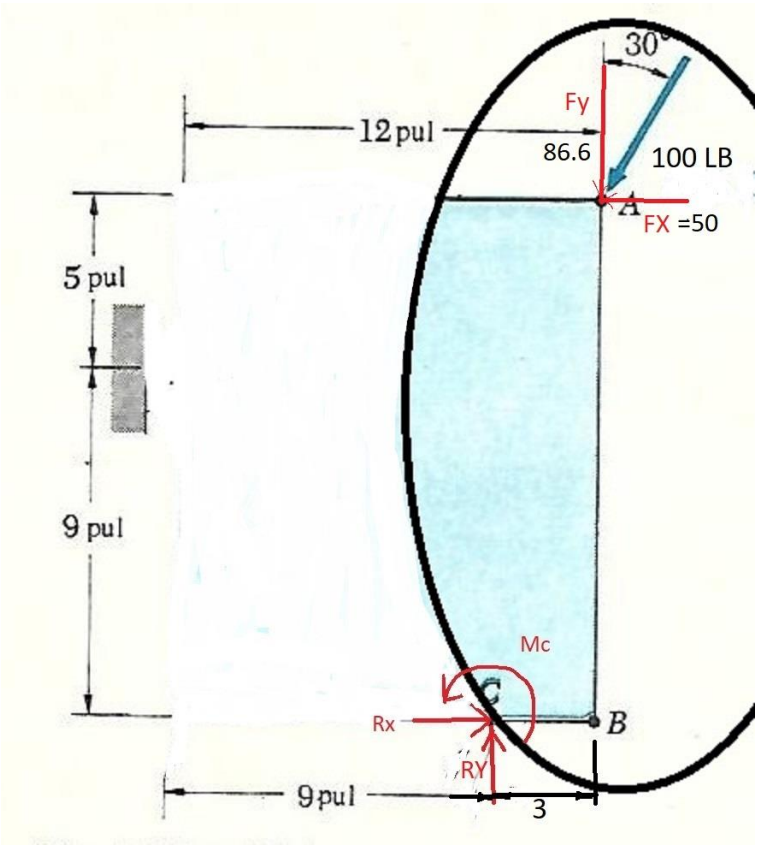
a) M_c
b) M_d



Solucion:

Como el problema ya no es de fuerzas concurrentes, ahora necesito aprender a dibujar un DCL nuevo.

1- Trazar circulo que corte la el cuerpo, pasando por el punto donde se requiere calcular el momento
2- Dibujar solo lo que esta dentro del circulo
3- Donde se pide el momento aparece 2 fuerzas una en cada eje y un Momento
4- Una vez obtenido el DCL, se procede a sumar momentos



Nótese que los sentidos de las reacciones y del momentos son *supuestas*

En este problema, y en todos en los cuales las fuerzas no son ortogonales, hay que encontrar primero sus componentes.

Y las componentes son:

Fx = 100 sen 30 = 50 no tomando en cuenta el signo, porque en

La suma de momentos el giro nos da el signo

Fy = 100 cos 30 =8 86.6

$\sum_{\circlearrowleft} Mc$ = -Mc + 3(86.6) – 50(14) = 0

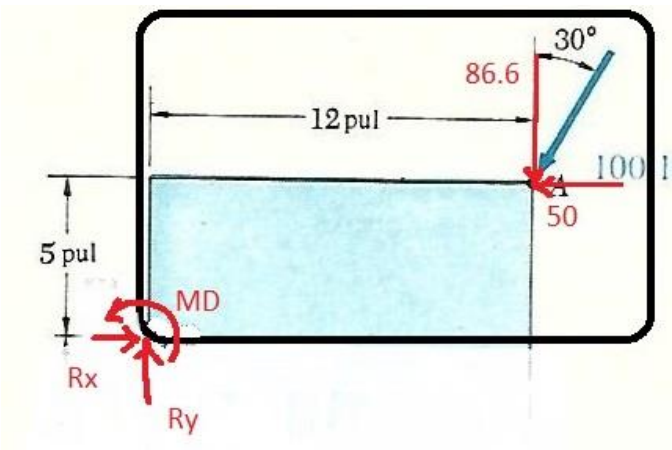
Mc = 3(86.6) -50(14)

Mc = -44.02

Es decir la fuerz de 100 mostrada hace girar el punto C con un momento de 44.02 en sentido anti horario!

Notese que las fuerzas Rx y Ry no producen momento porque las distancias son cero.

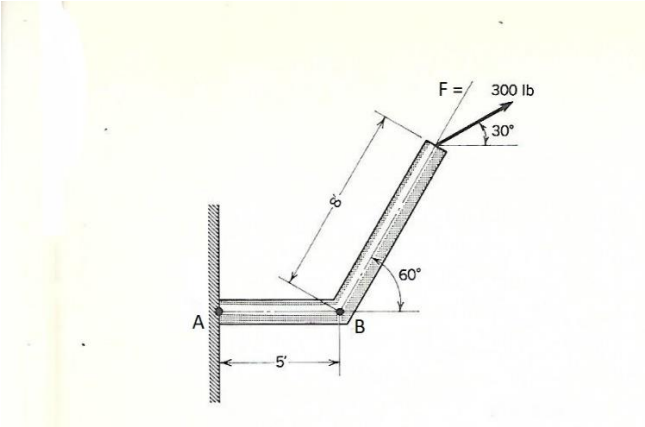
b)



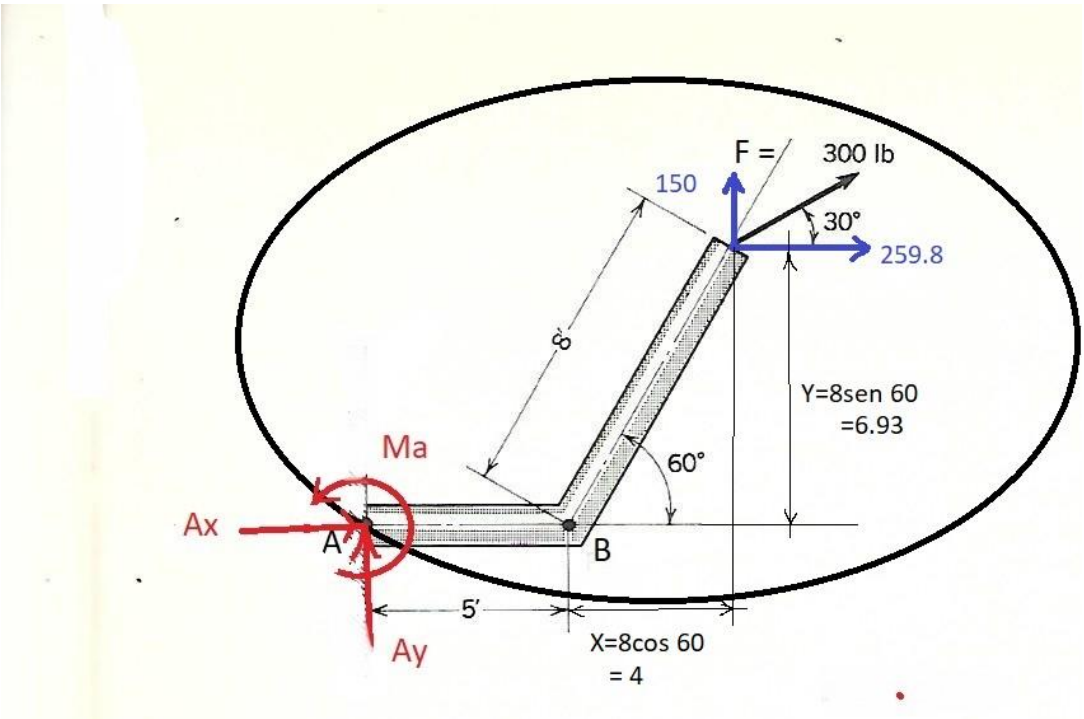
$\sum_{\circlearrowleft} M_D$ = -M_D+ 12(86.6) – 50(5) = 0

EJERCICIO 2

Calcular M_A y M_B



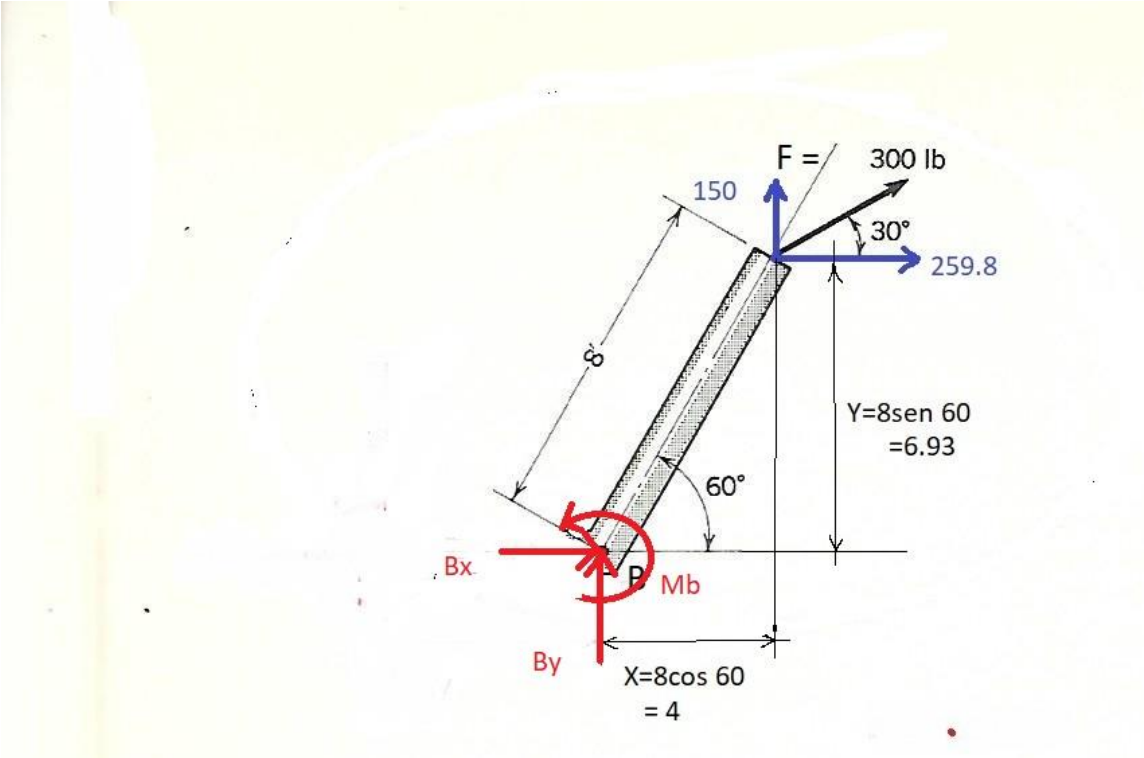
(a)



$\sum M_A$ = -M_A -9(150) + 6.93(259.8) = 0

Escriba aquí la ecuación. M_A = 450.414 (En realidad gira horario, con esa magnitud)

(b)

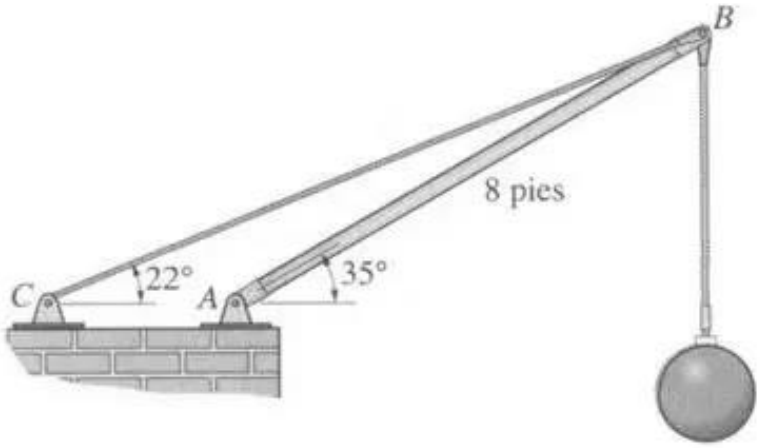


$\sum M_B$ = -M_B -4(150) + 6.93(259.8) = 0

M_B = 1200.414 (también gira horario)

Ejercicio

Determine la magnitud de la fuerza presente en el pasador situado en A y en el cable BC necesarias para soportar la carga de 500 lb. Ignore el peso del pescante AB.



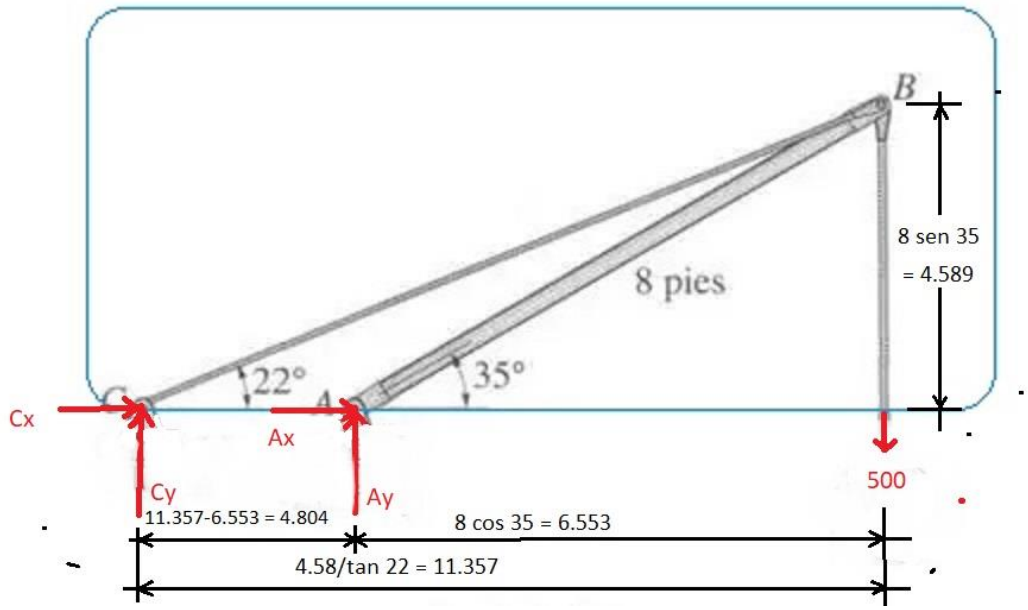
Solucion:

Para poder resolver este problema necesitamos dibujar un DCL, retirando los apoyos y reemplazándolos por sus reacciones, los sentidos de los cuales son totalmente supuestas, y el signo de los resultados dictara si las suposiciones originales están correctas no.

Utilizando trigonometría se calculan las distancias faltantes:

$\sum M_A = 0$

Determine la magnitud de la fuerza presente en el pasador situado en A y en el cable BC necesarias para soportar la carga de 500 lb. Ignore el peso del pescante AB.



$\sum M_A = 0 = Cy\ (4.804) + 500(6.553)$

$Cy = -682.035$ ($Cy = 682.035$ ↓)

$\sum F_y$ = 0 = -682.03 + Ay - 500 = 0

Ay = 1182.035

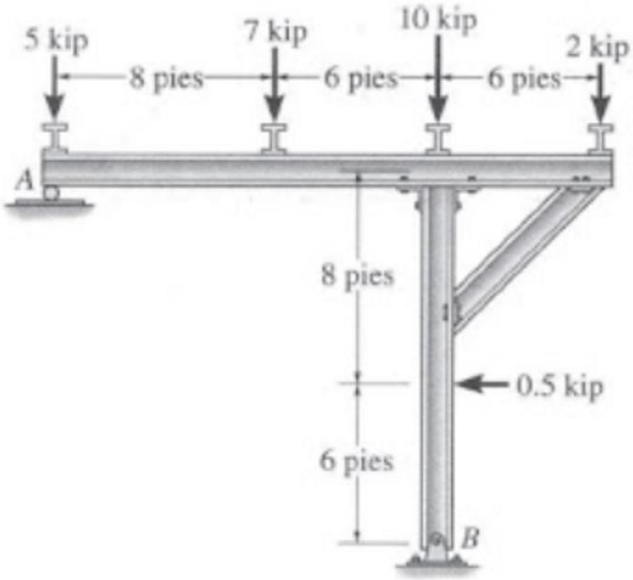
Pero también Ay = AB sen 35 o

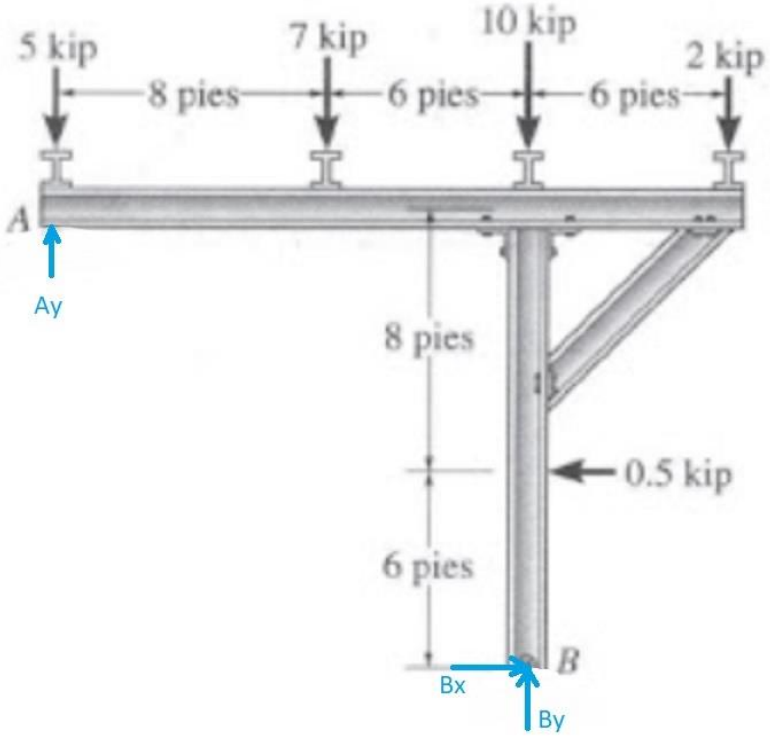
AB = Ay/sen 35 = 182.035/0.5735 = 2060.82

Ax = AB cos 35 = 2060.82(0.81915) = 1688.125

$\sum F_x$ = 0 = 1688.125 + Cx = 0 Cx = -1688.125 (Cx = 1688.125 ←)

Determine las reacciones en los soportes A y B del marco.





$\sum M_B$ = 0 = 14(Ay) - 5(14) - 7(6) + 2(6) - 0.5(6) = 0

Ay = 6.929

$\sum F_y$ = 0 = -5 -7 – 10 -2 + 6.929 + By = 0

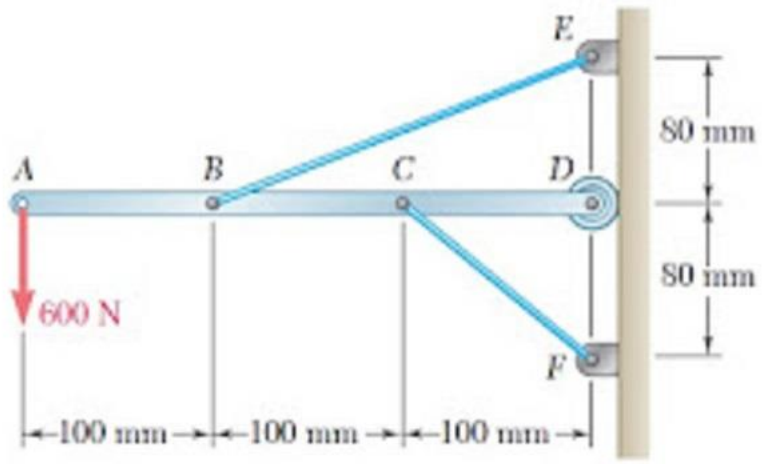
By = 17.071

$\sum F_x$ = 0 = Ax -0.5 = 0

Bx = 0.5

Problema de practica

Determine la tensión en cada cable y la reacción en D.

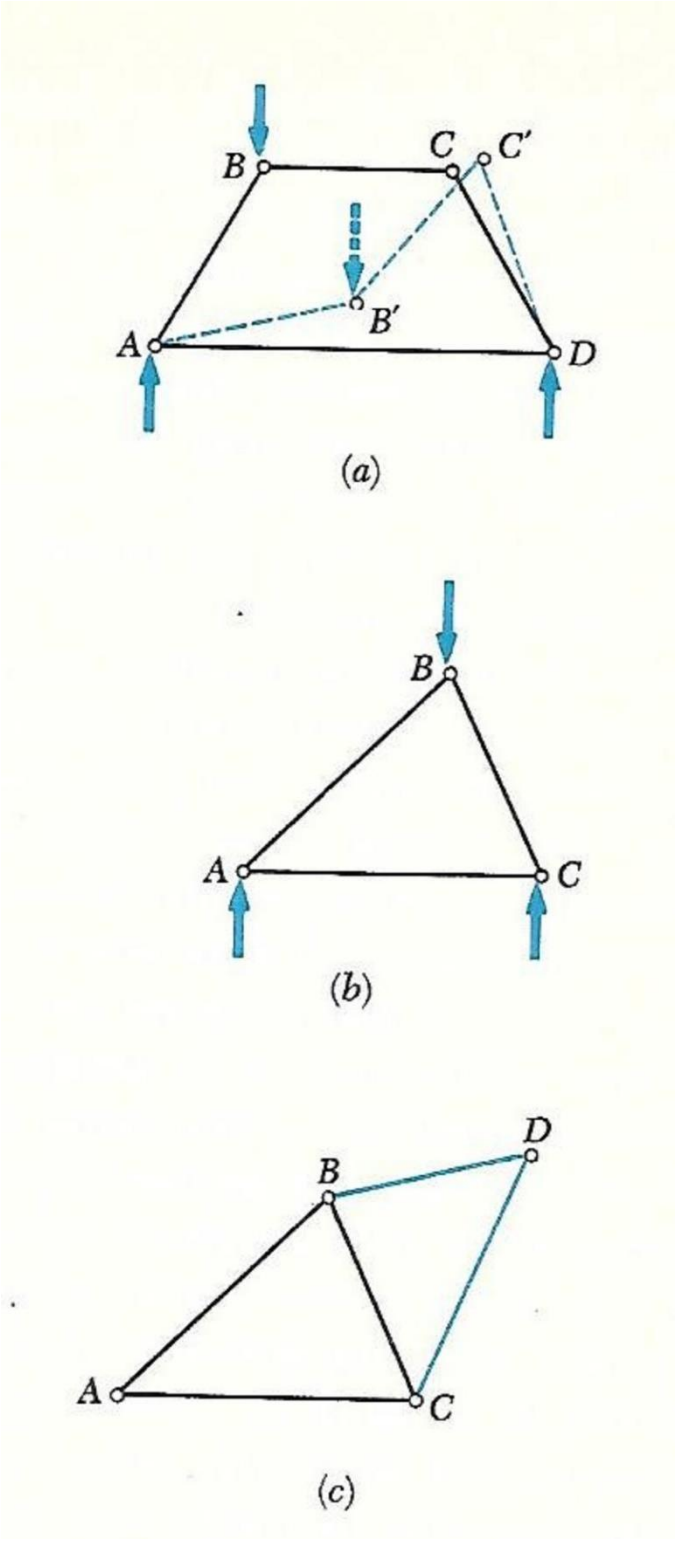


ARMADURAS

Una armadura es una estructura ligera usada para soportar claros grandes, compuesta por elementos horizontales, verticales e inclinados, unidos en sus extremos y dispuestos de tal manera que forman triángulos, y en donde cada uno de sus elementos están sujetos a cargas ya sea de tensión o compresión.

Armadura simple

Consideremos la armadura de la figura a, formada por 4 barras, unidas por pasadores en los nodos A, B ,C y D. Si se aplica una carga en B, esta armadura sufrirá una gran deformación, perdiendo completamente su forma original.



Por otra parte, la armadura de la figura b, formada por 3 barras unida por pasadores en los nodos A, B y C, se deformará muy poco por la acción de las cargas. Como se puede observar en la figura C, se puede obtener una armadura mayor agregando dos barras nuevas. Este proceso se puede

repetir según el tamaño requerido. Una armadura obtenida así se le llama armadura simple, sin embargo, no todas las armaduras son simples.

ANALISIS DE ARMADURAS

Para calcular las fuerzas internas de los elementos de una armadura existen 3 métodos:

1.- Método de Nodos

2.- Método de secciones

3.- Método grafico

Nosotros estudiaremos las primeras 2

Método de Nodos

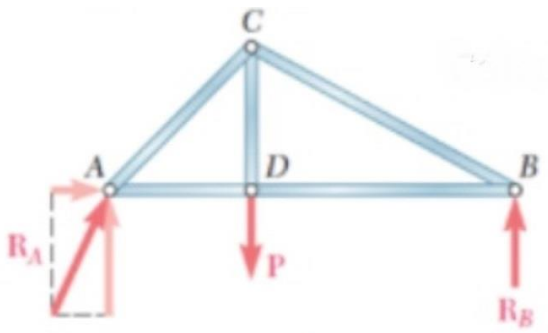


Figura a

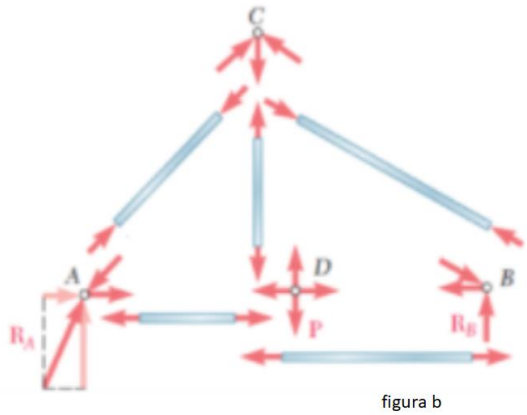


figura b

En la figura a, se muestra una pequeña armadura con carga P y reacciones Ra y Rb, y en la figura b se muestran los diagramas de cuerpo libre de todos

y cada uno de los elementos de la armadura. Cada barra está sometida a la acción de dos fuerzas, una en cada extremo; las fuerzas tienen la misma magnitud, la misma línea de acción y sentidos opuesto, es decir, o están a compresión o tensión.

Para facilitar el entendimiento, a continuación, se recomienda usar el siguiente procedimiento:

1.- Dibujar el DCL de toda la armadura y calcular las reacciones

2.- Dibujar cada nodo como DCL, se recomienda sea de buen tamaño para evitar conglomeración de datos

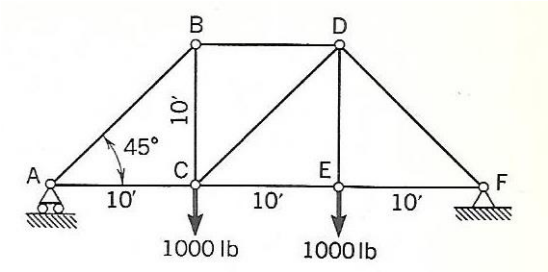
3.- Determinar las proporciones de los elementos inclinados y colocarlos en ellos

4.- Empezando con el mas sencillo (menos elementos) aplique equilibrio en el sentido donde exista menos incógnitas, para luego terminar en el otro sentido.

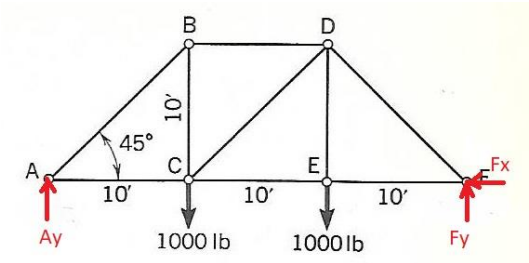
5.- Traspasar los resultados obtenidos a los nodos contiguos

6.- Repetir los pasos 4 y 5 hasta terminar con toda la armadura.

EJEMPLO METODO DE NODOS



Paso 1 DCL y reacciones



$\sum M_F$ = 0 =30Ay -1000(20) – 1000(10) = 0

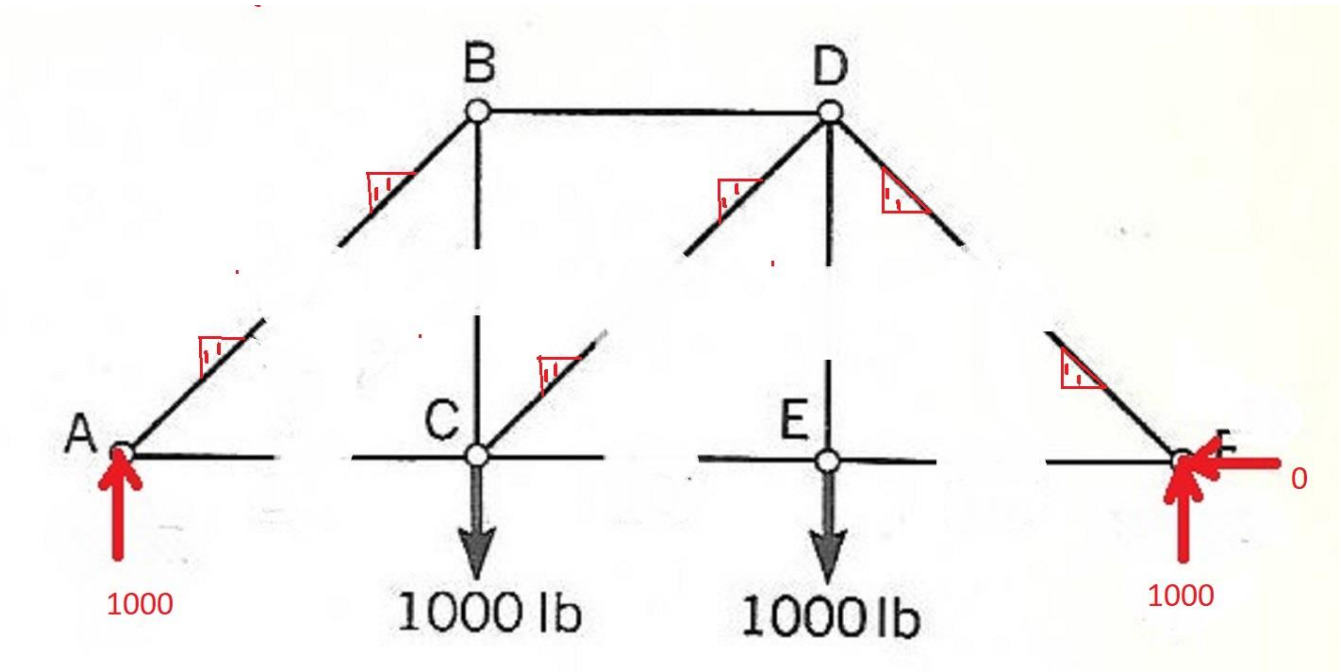
Ay = 1000 ↑

$\sum F_y$ = 0 = 1000 -1000 – 1000 + Fy = 0

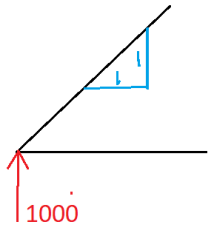
Fy = 1000 ↑

$\sum F_x$ =0 Fx = 0 (única fuerza)

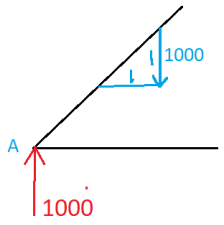
Pasos 2 y 3 Dibujar cada nodo como DCL y proporciones de elementos inclinados



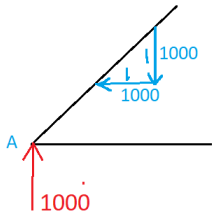
Nodo A



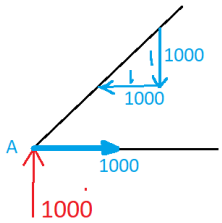
En el nodo A si contamos las incógnitas, existen 3, la barra horizontal, y las dos componentes del triángulo. Dos de ellas son horizontales y solo una es vertical, la componente vertical del triángulo. Esta componente, siendo la única componente vertical debe equilibrar la reacción de 1000 lbs. Asi que:



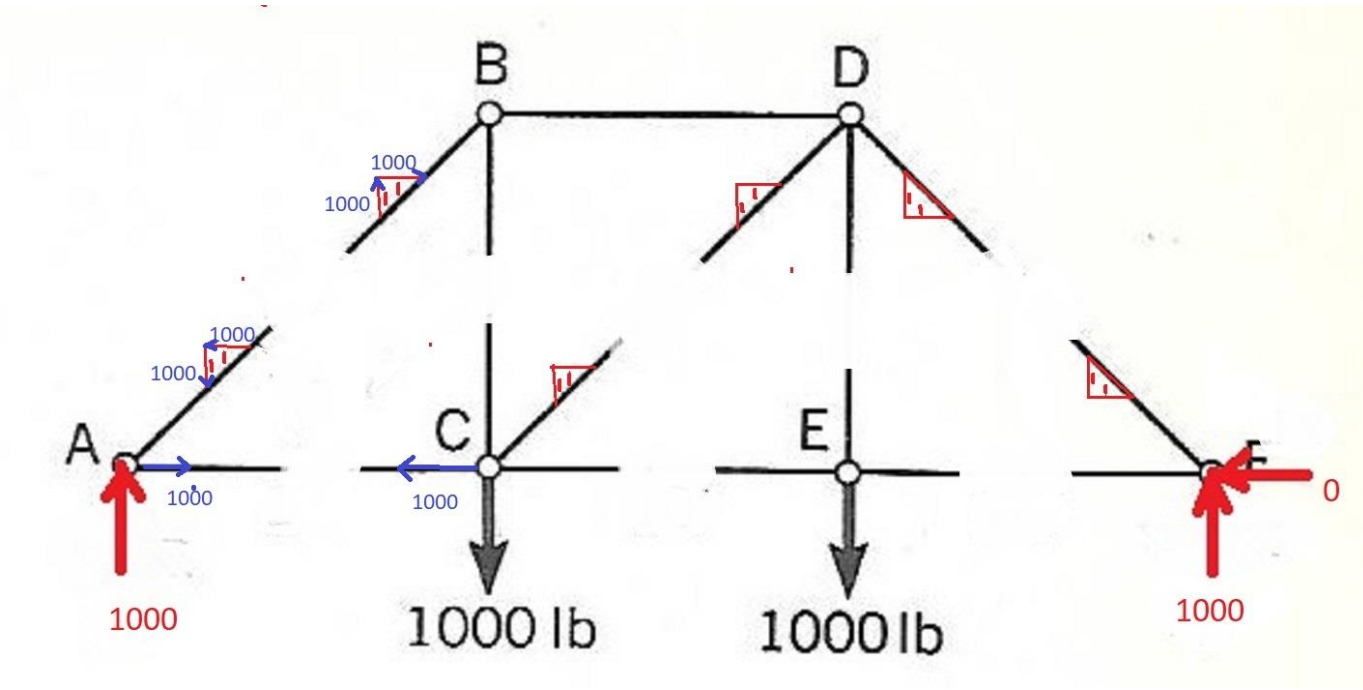
Ahora, como el triangulo tiene proporciones de 1 : 1, forzosamente la componente en X debe ser también 1000, y hacia la izquierda.



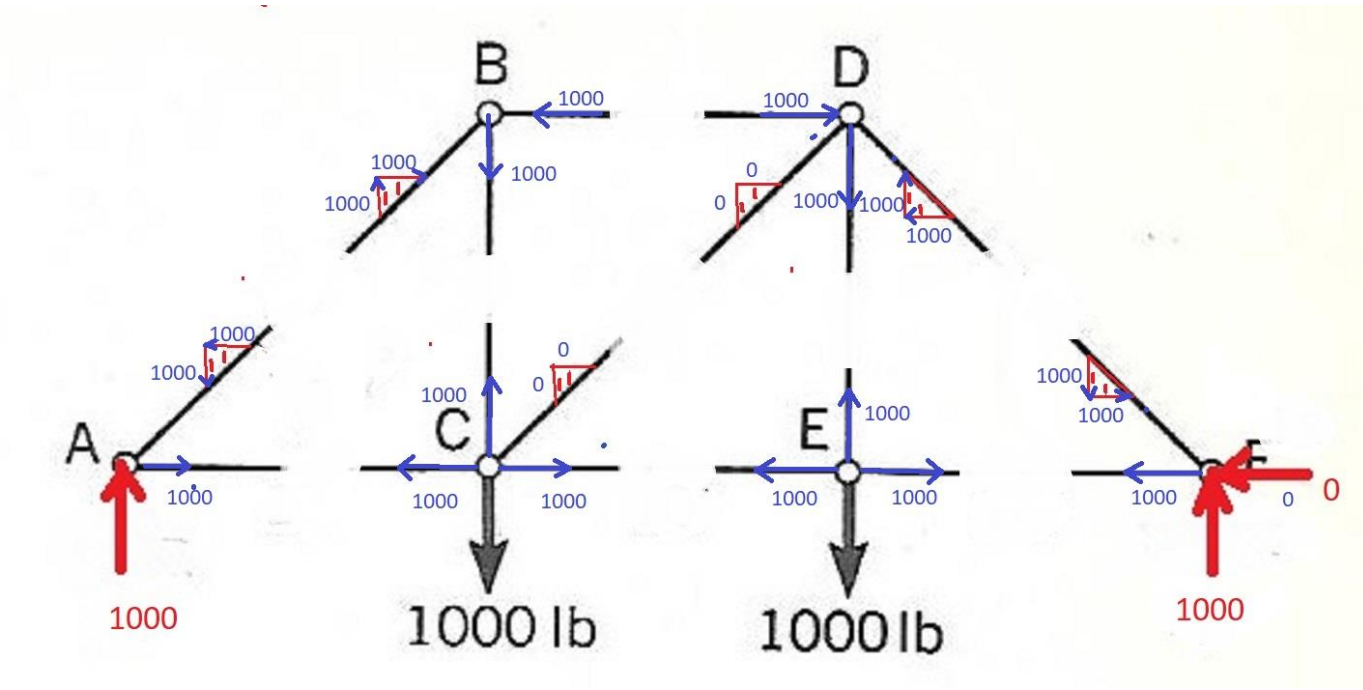
Ahora solo queda una incógnita, y esta debe equilibrar las 1000 hacia la izquierda, por consiguiente, debe ser 1000 hacia la derecha.



Paso 5 Traspasar los resultados a los nodos contiguos

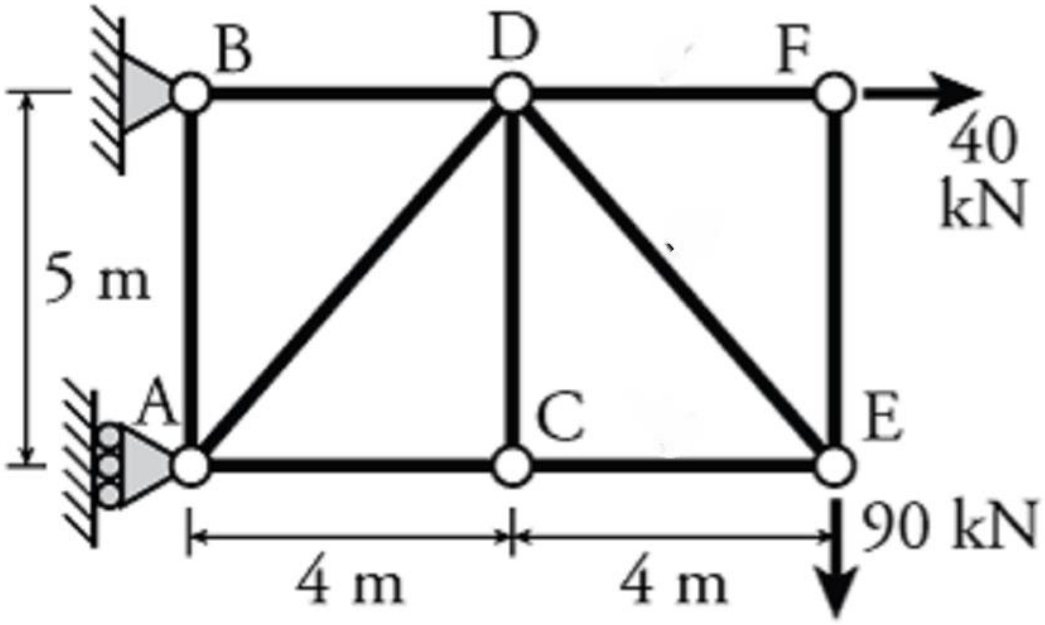


Paso 6 Repitiendo los pasos 4 y 5 hasta terminar

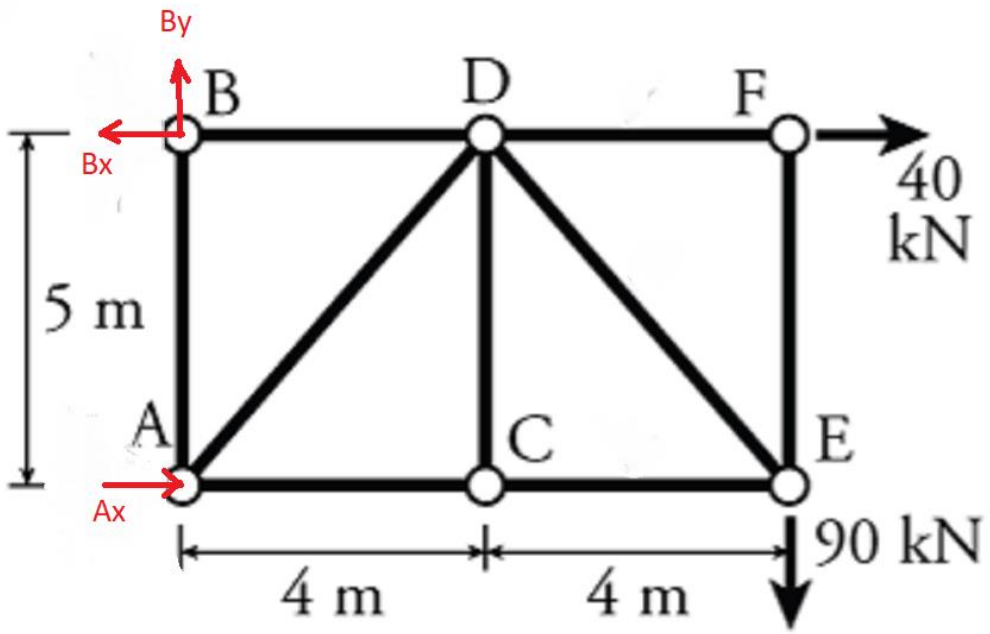


Al llegar al ultimo nodo este debe estar en equilibrio, de lo contrario hay un error en algún nodo interior.

Ejercicio 2



Paso 1 DCL y Reacciones



$\sum M_B$= 0 = 90(8) – 5Ax = 0

Ax = 144 →

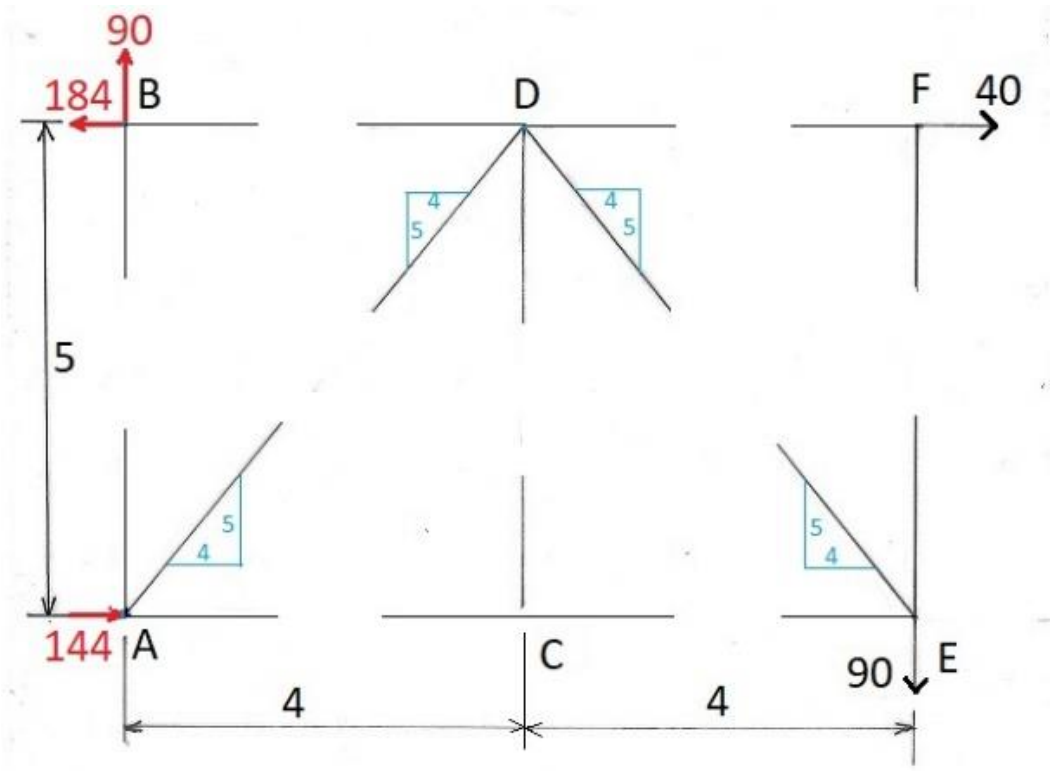
$\sum F_x$ = 0 = -Bx +144 + 40 = 0

Bx = 184 ←

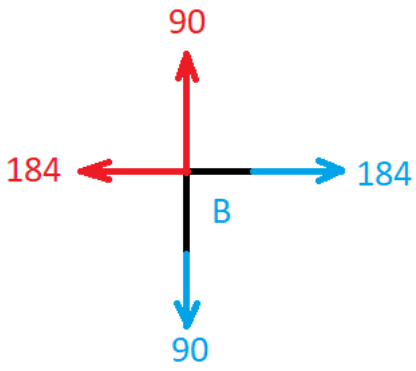
$\sum F_y$ = 0 = By – 90 = 0

By = 90

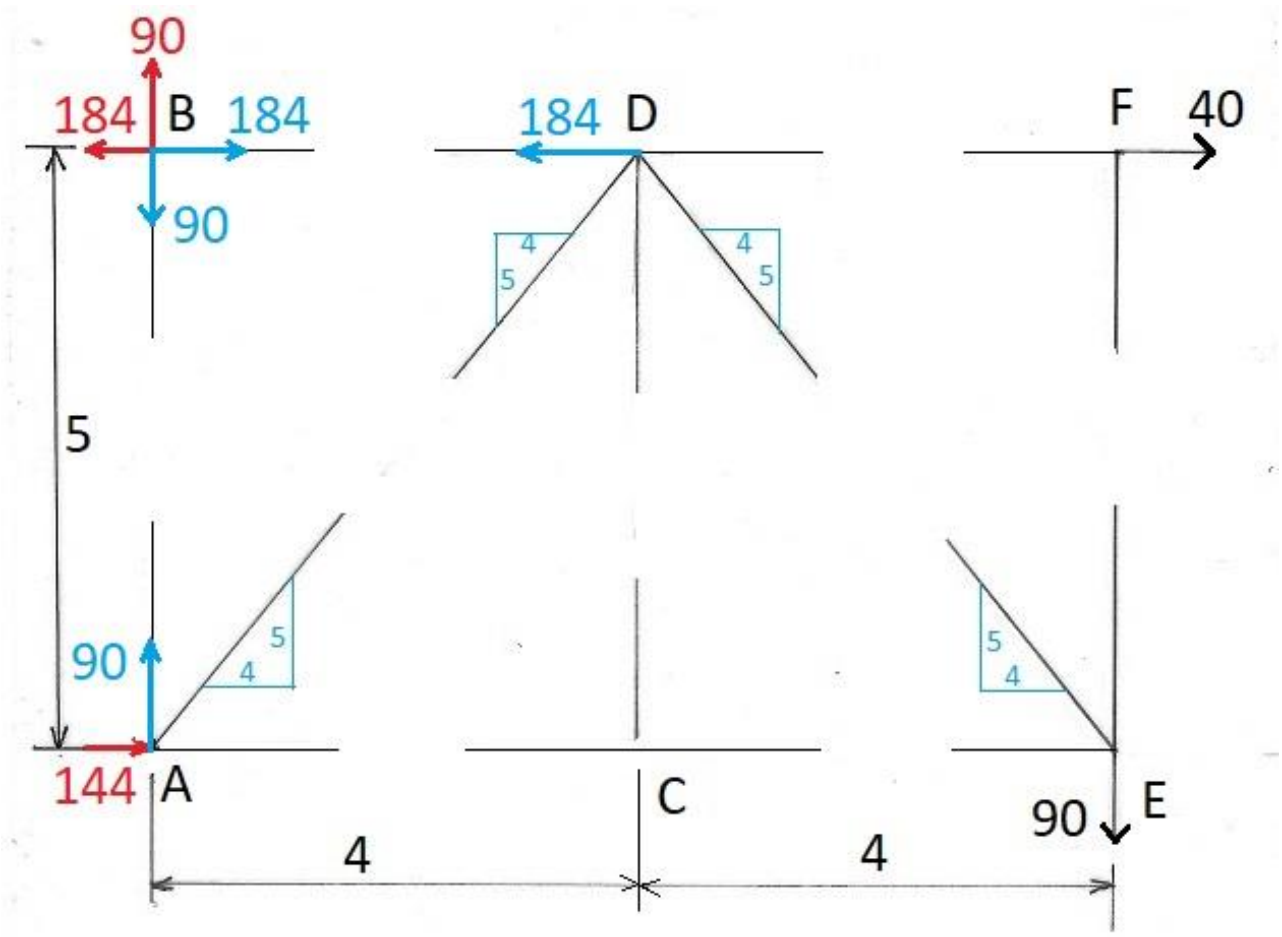
Paso 3 Dibujar cada nodo como DCL



Paso 4 Empezando con el nodo más fácil, que el nodo B

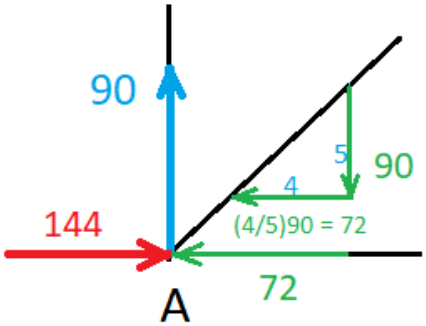


Paso 5 Traspasando resultados a nodos contiguos

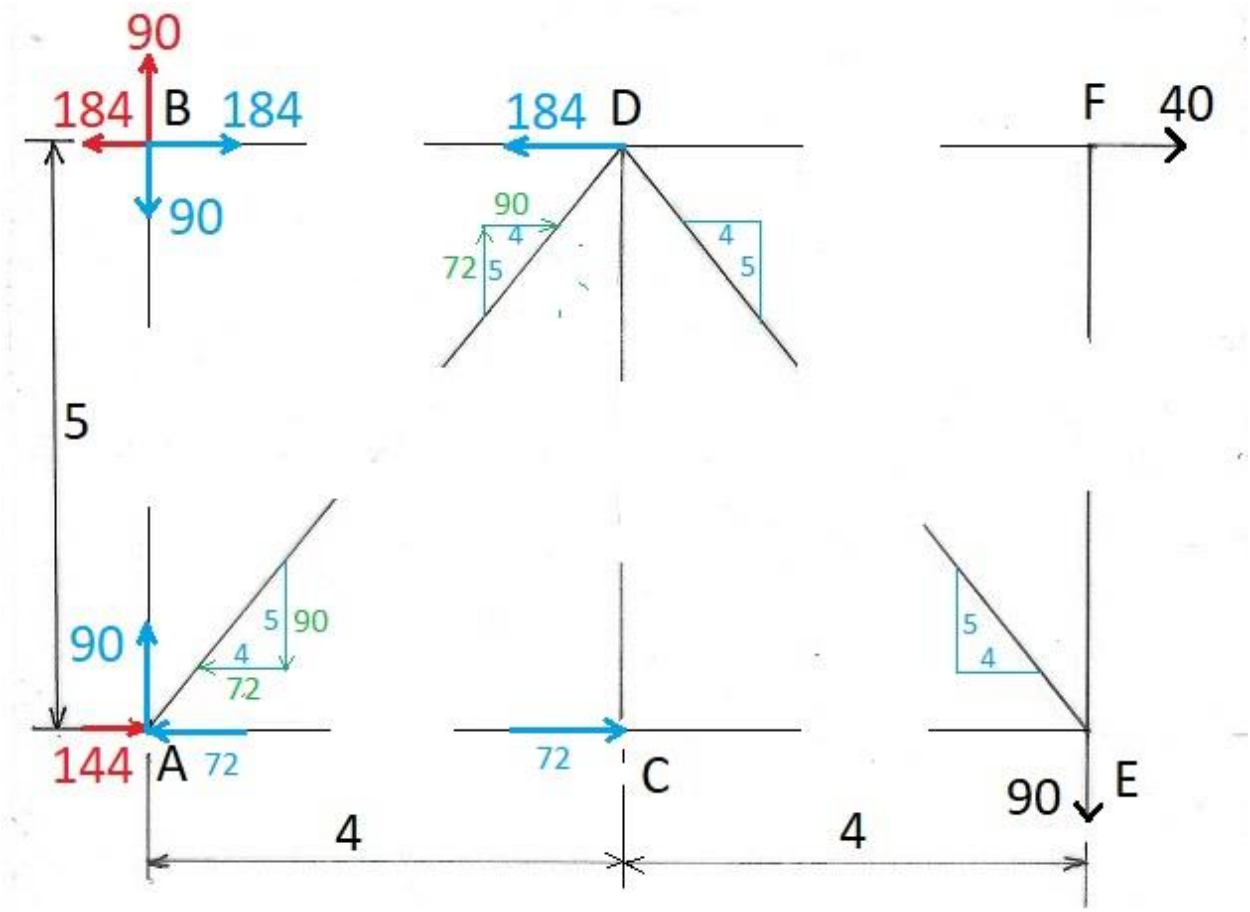


Paso 6 Repitiendo pasos 4 y 5. El siguiente nodo más fácil es el NODO A.

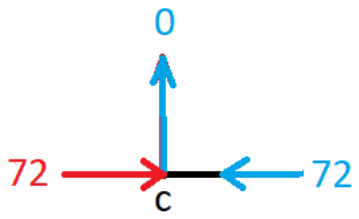
Contando las incógnitas en el nodo A, hay 3, 2 horizontales y solo una vertical. Equilibrando verticalmente da 90 hacia abajo, y por la proporción, la componente horizontal es (4/5)90 = 72. Finalmente equilibrando horizontalmente,104-72 = 32 .



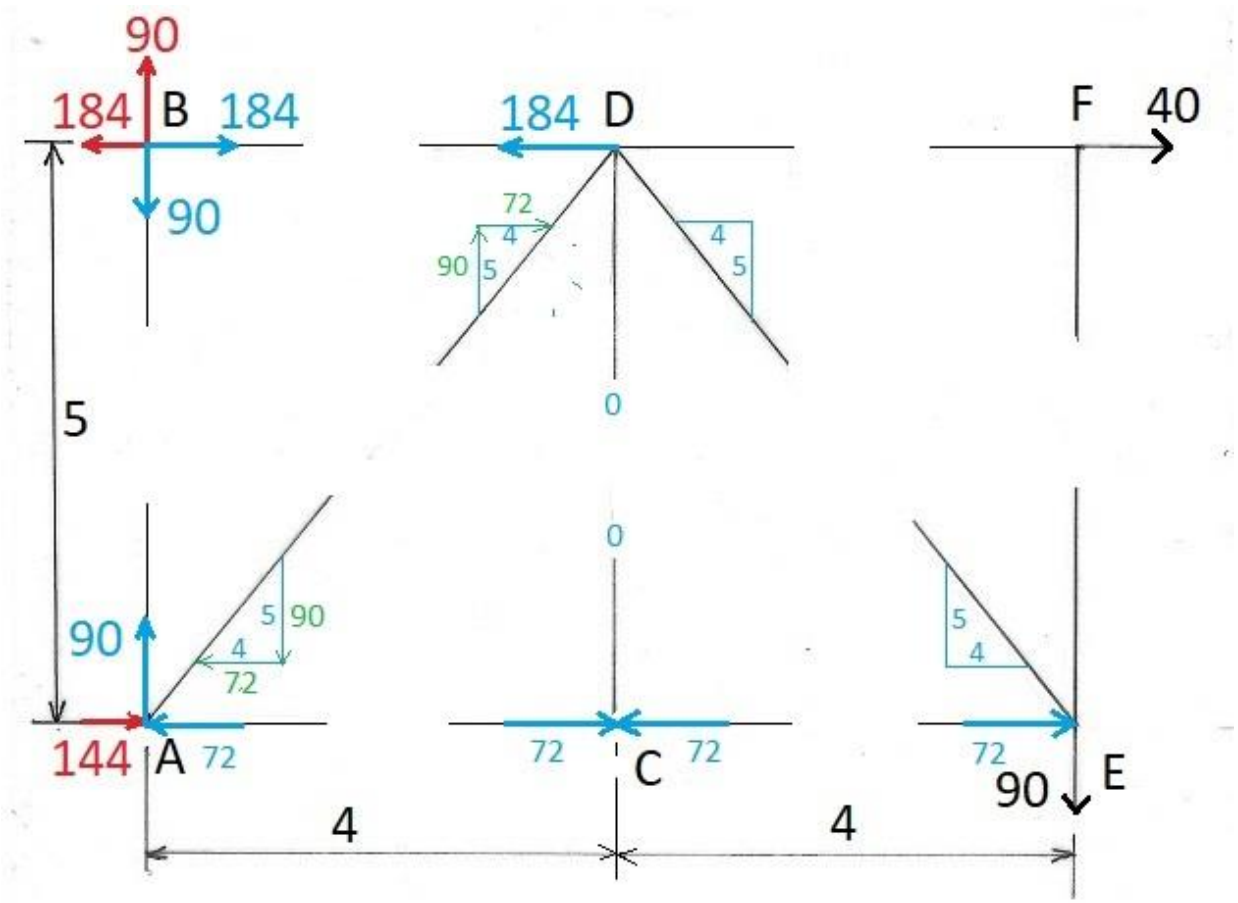
Anotando resultados y traspasando datos a nodos contiguos:



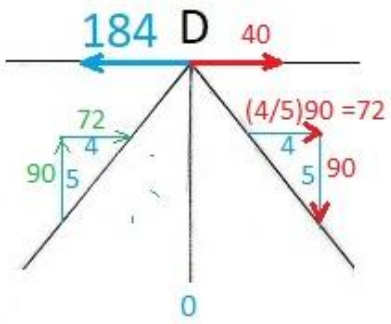
El siguiente nodo más fácil es el nodo C



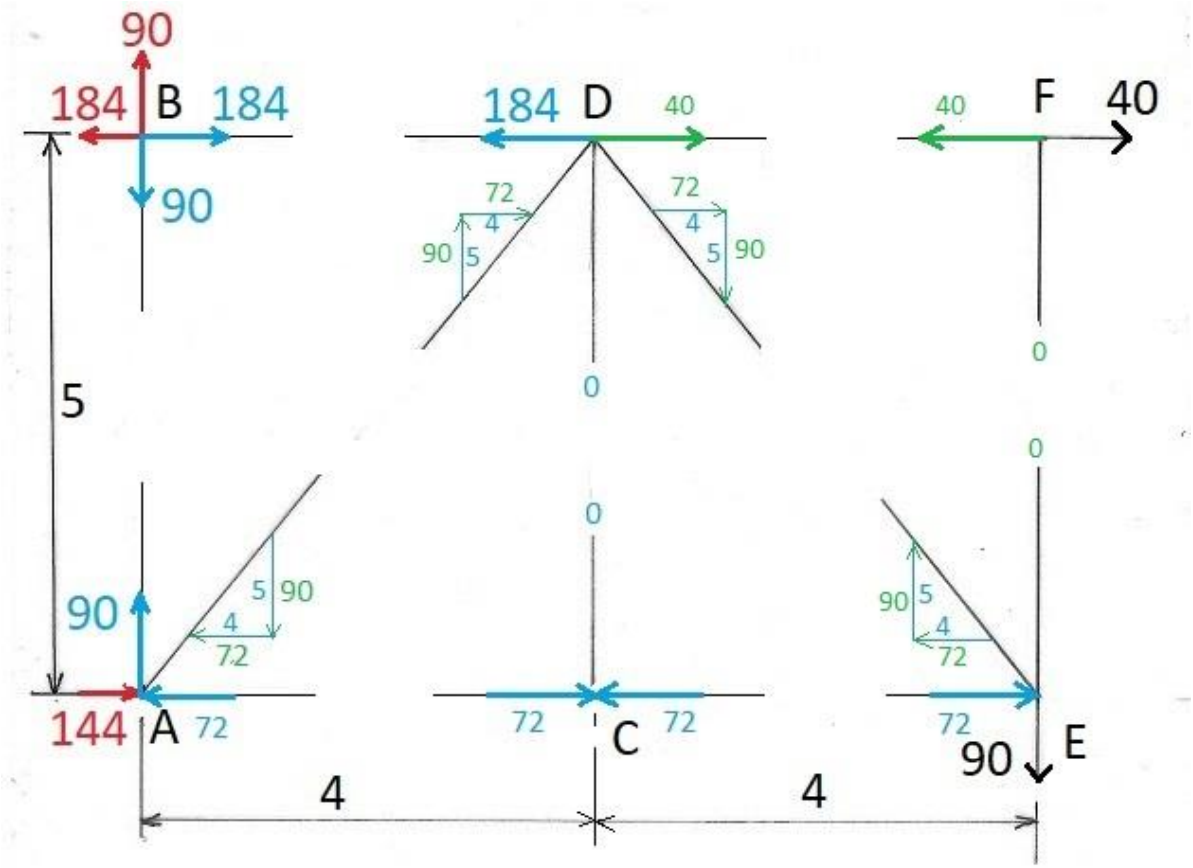
Anotando resultados y traspasando datos a nodos contiguos



Pasándonos al nodo D: venos que verticalmente solo hay una incógnita, aplicando equilibrio sumando fuerzas en Y

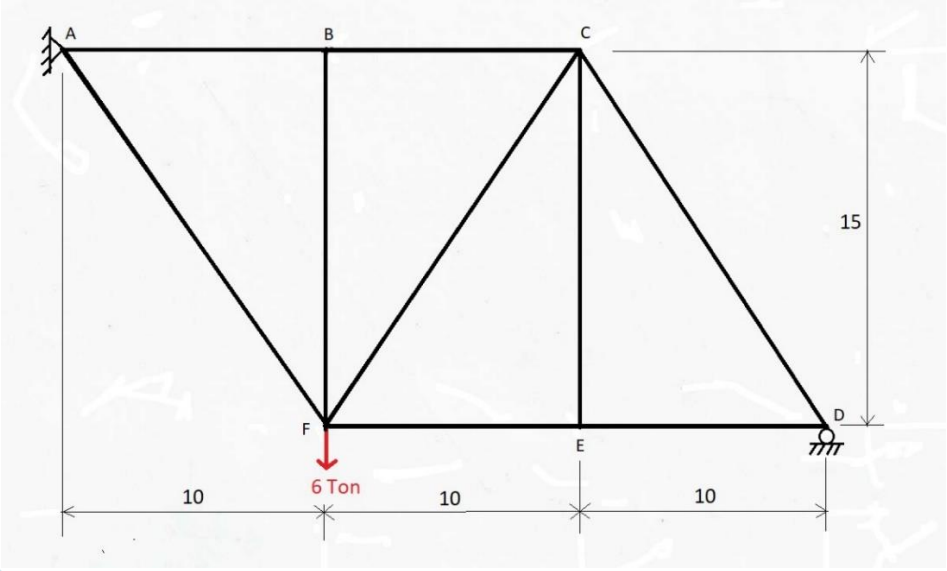


Anotando y pasando datos a nodos contiguos:

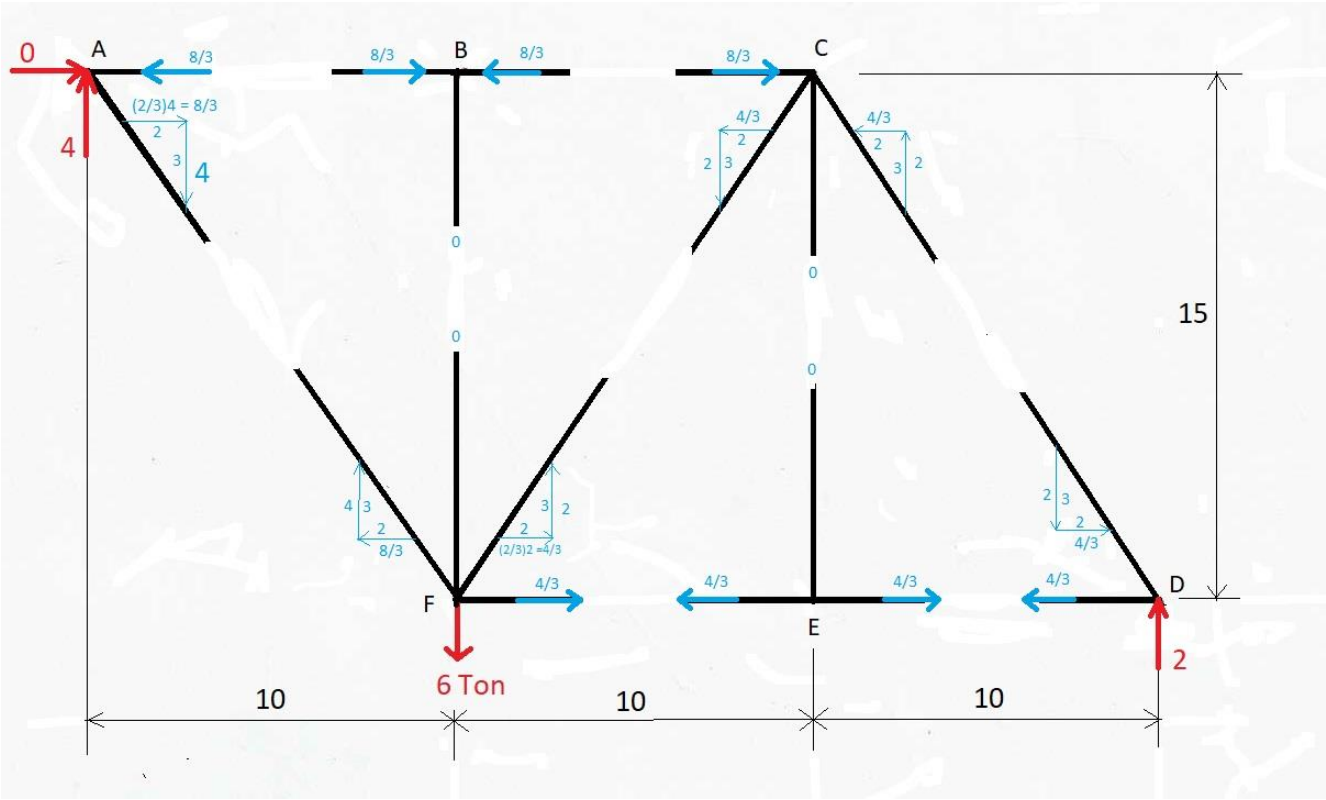


Podemos observar que al pasar los últimos datos los últimos 2 nodos, E y F, están en equilibrio, y el problema esta resuelto.

EJERCICIO



SOLUCION:



CASOS DE CARGAS ESPECIALES

A continuación, estudiaremos algunos casos “especiales” de cargas. Si no podemos distinguir estos casos, algunos problemas no los podríamos resolver.

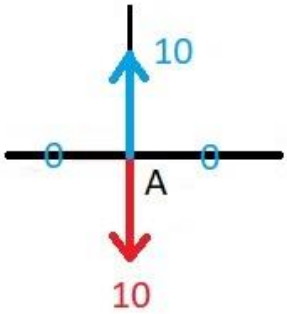


Figura a

En la figura a tenemos un nodo donde concurren 3 elementos (mostrados en negro), y una fuerza (en rojo) de -10, por equilibrio las fuerzas opuestas deben ser iguales.

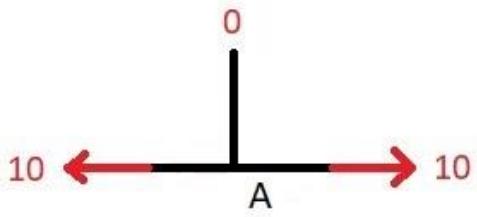


Figura b

Ahora tenemos el mismo nodo a, y una de los elementos horizontales tiene una fuerza de 10, entonces el elemento opuesto debe valer 10 tambien. y el elemento vertical debe valer 0, puesto que no existe ninguna fuerza en esa direccion

En la tercer figura c tenemos un nodo con dos elementos horizontales y uno ¿Inclinado, cuánto vale la fuerza en el elemento inclinado?

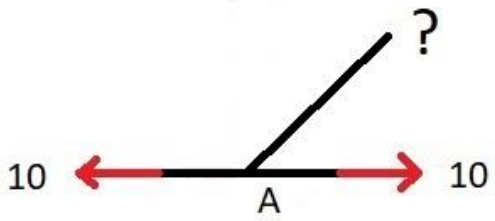


Figura c

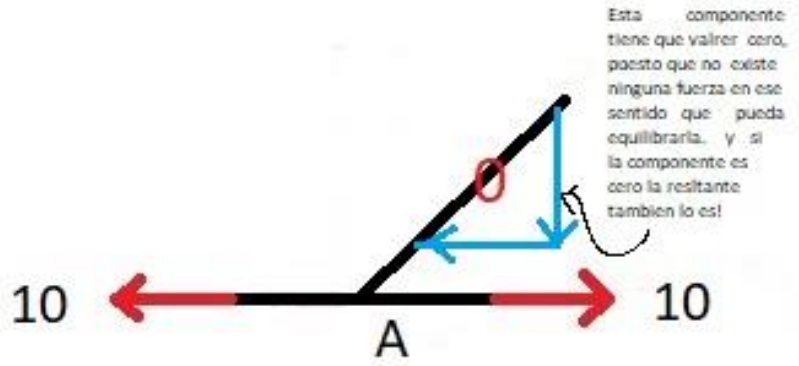
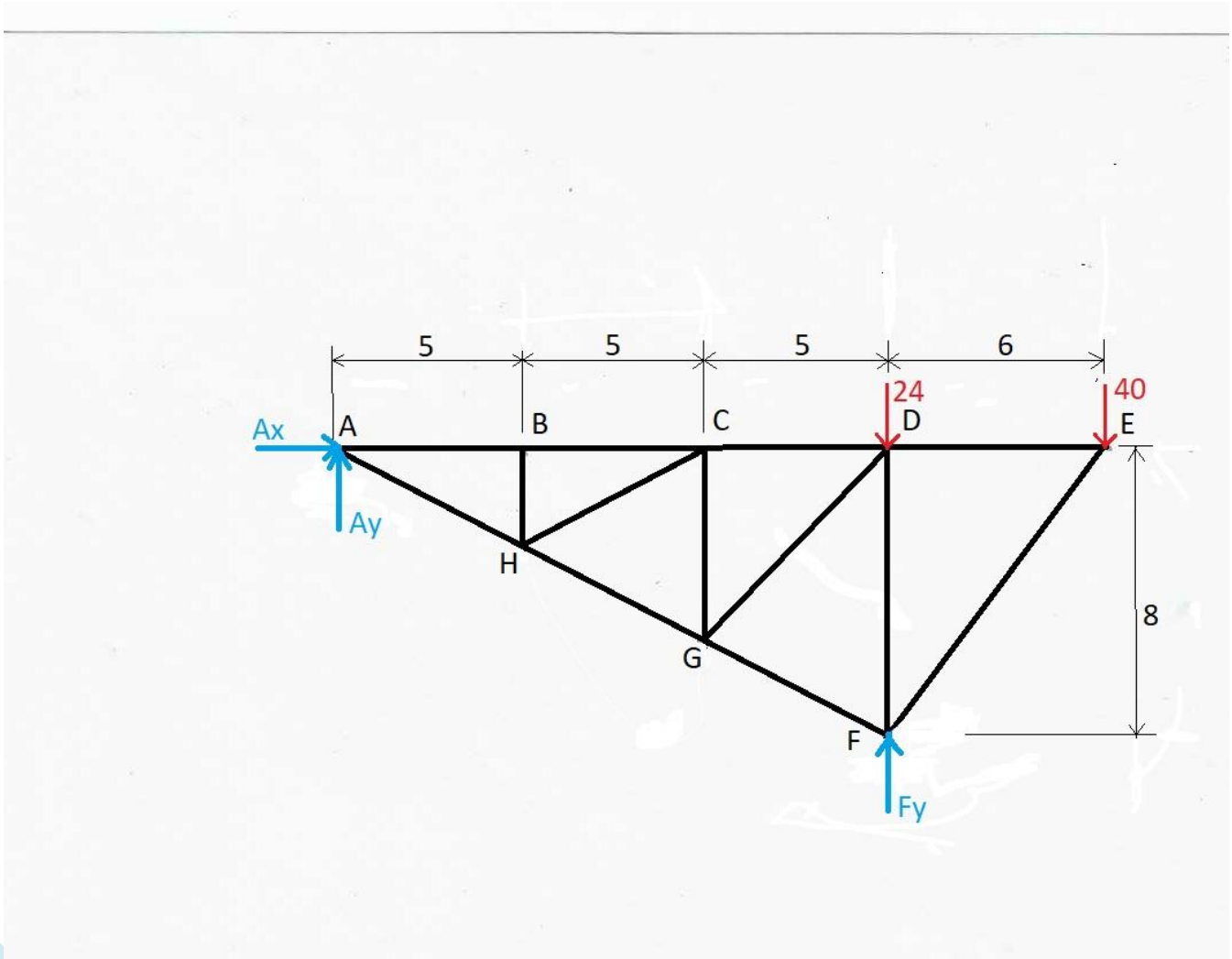


Figura c

Veamos un ejemplo:

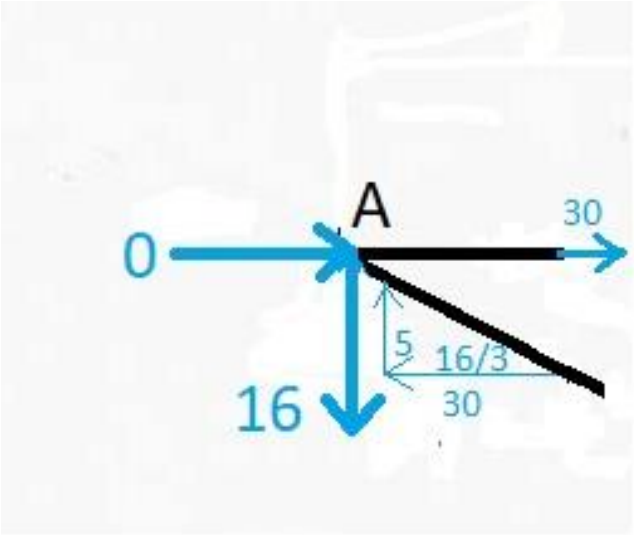


$\sum M_A$ = 0 = 24(15) + 40(21) – 15Fy = 0

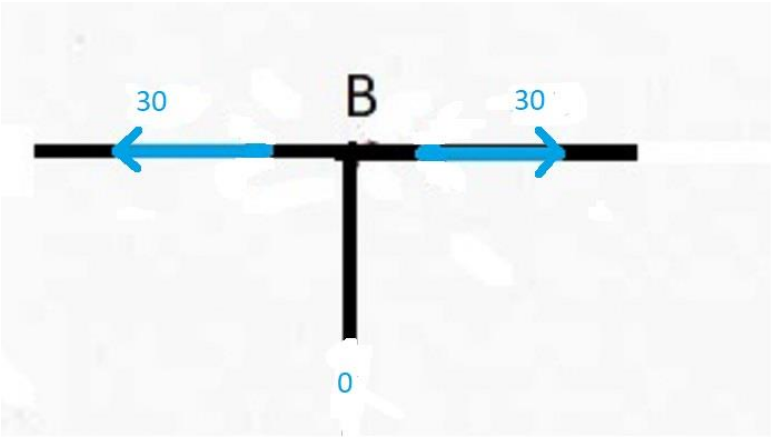
Fy = 80 ↑

$\sum F_y = 0$ = Ay – 24 – 40 + 80 = 0

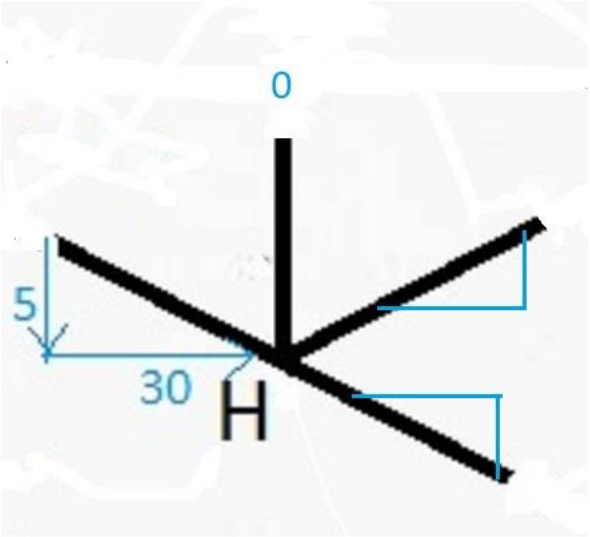
Ay = -16 (Ay = 16 ↓)



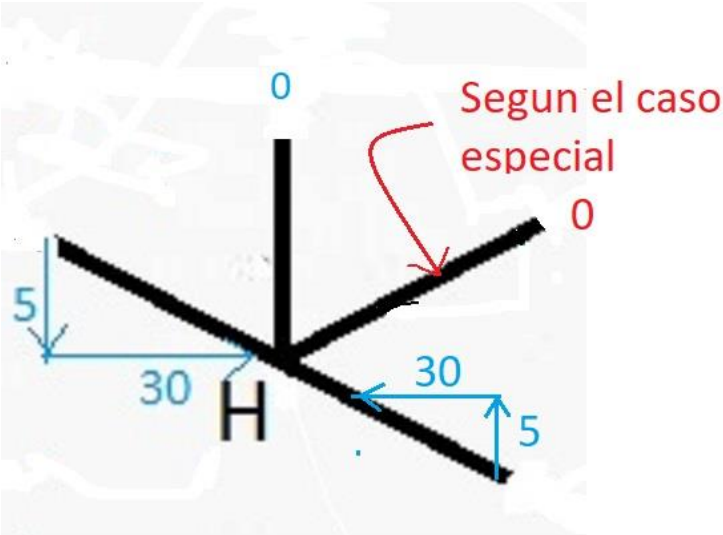
Pasando datos a los nodos contiguos y resolviendo el nodo B:



Tratando de resolver el nodo H, nos topamos lo que aparenta 4 incógnitas, que imposibilita resolver el problema.

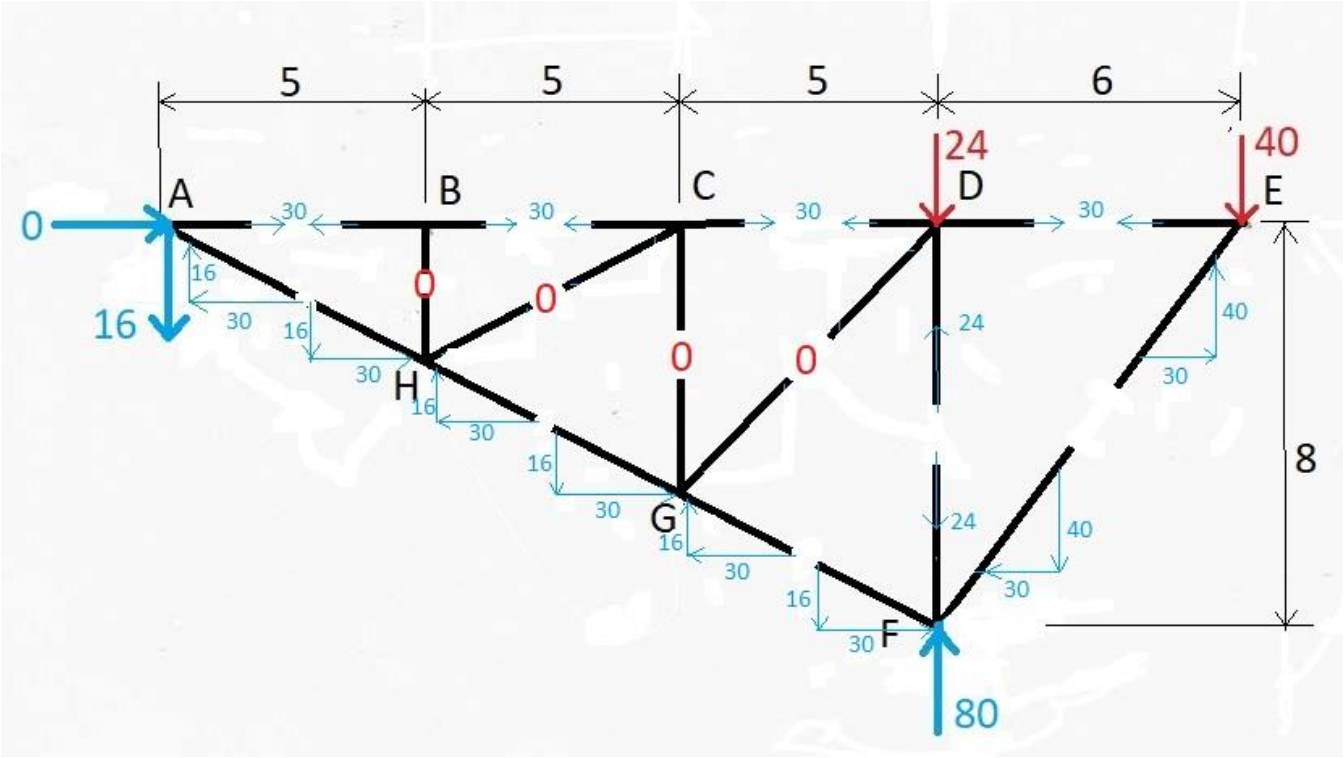


Pero aplicando el caso especial que vimos

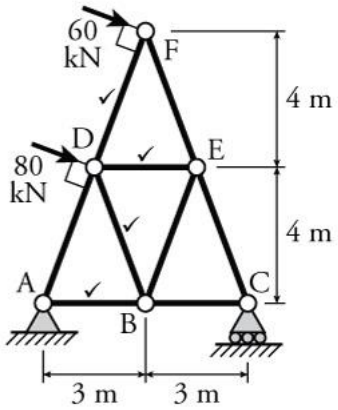


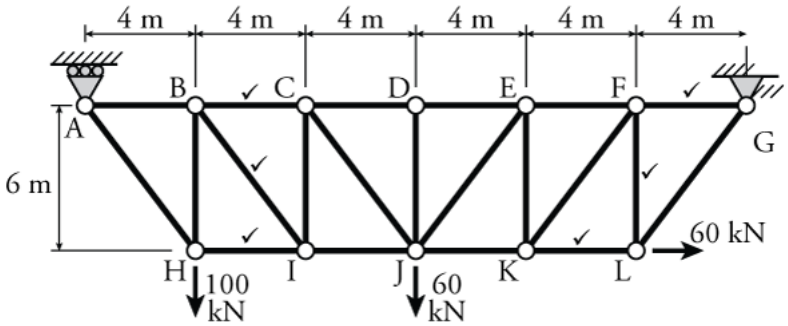
Solución final

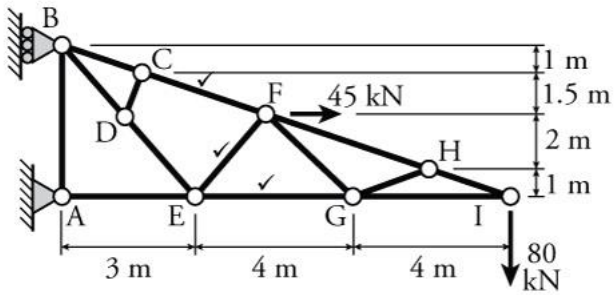
Usando la misma técnica para el nodo G. El resto de la armadura ya son nodos convencionales.



Problemas de practica







METODO DE SECCIONES

Para resolver problemas de armaduras por el método de secciones se recomienda usar el siguiente procedimiento:

1.- Identificar claramente los elementos requeridos, marcándolos con doble raya //, atravesando dichos elementos

2.- Trazar un circulo que atraviese dichos elementos (máximo 3), y parta la armadura en 2.

3.- Dibujar DCL únicamente de lo contenido por el circulo.

4.- Si el DCL del paso 3 contiene Reacciones, haga un DCL de toda la armadura y calculas de antemano.

5.- Recordando que elemento cortado aparecen las fuerzas internas, que son las incógnitas, y para calcularlas necesitamos saber donde sumar momentos para que esta suma solo tenga una incógnita. Para lograr esto se requiere "tapar" la fuerza solicitada y encontrar donde intersectan las otras 2 incógnitas, y será allí donde vamos a sumar momento para calcular esa incógnita. Haga lo mismo con las otras dos.

6.- Sume momentos en los puntos identificados en el paso 5.

EJERCICIO

Para comprobar resultados, primeramente, resolveremos el ultimo problema por método de nodos:F_{BC}

F_{BC}:

F_{HC}:

F_{HG}:

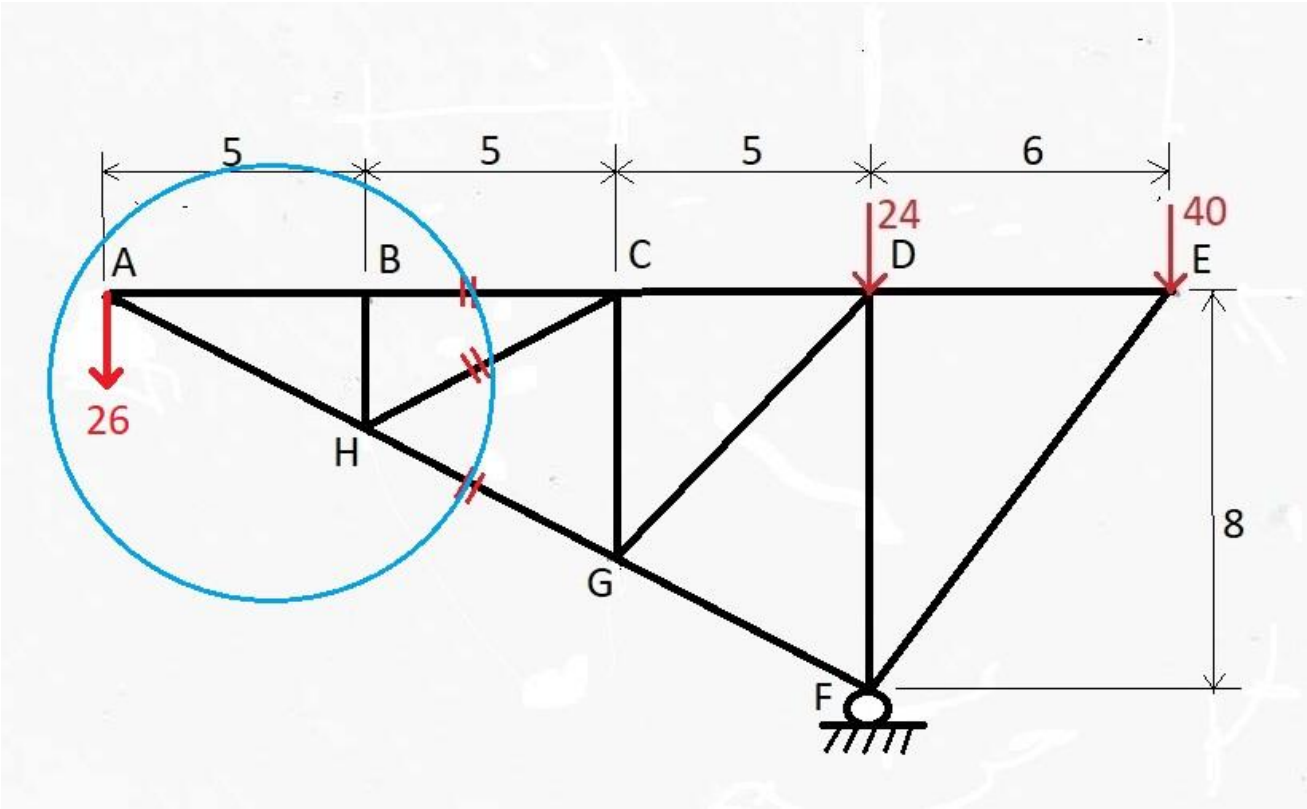
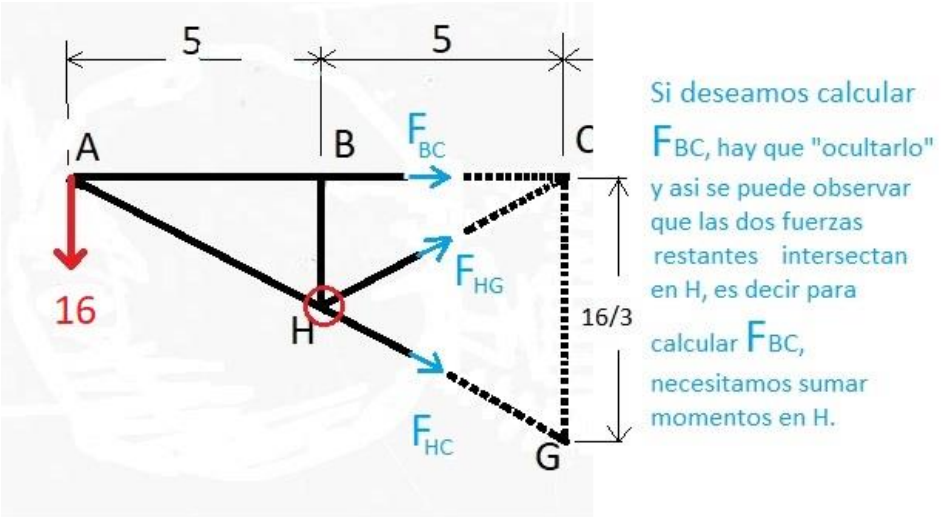


Diagrama de cuerpo libre



a).- F_{BC}: $\sum M_H$

: $\sum M_H$ = 0 = -16(5) + F_{BC}(8/3) = 0

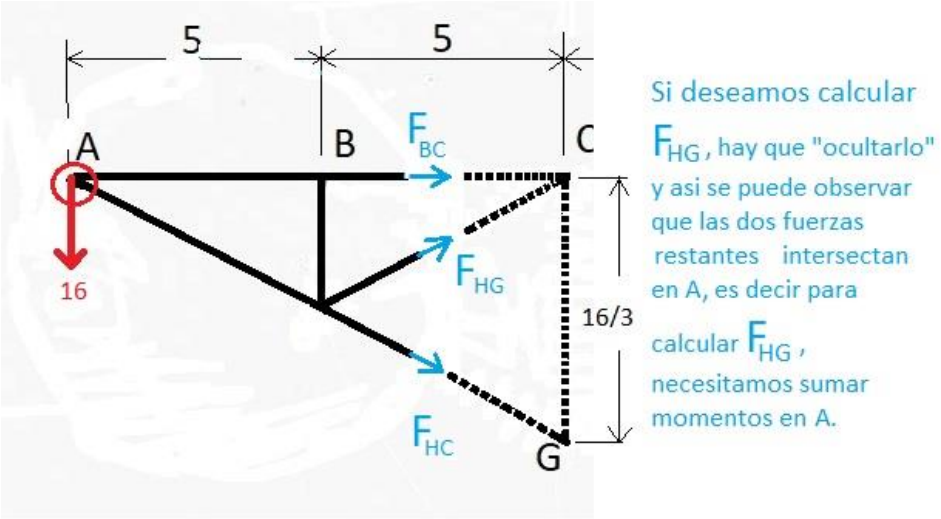
$\circlearrowleft +$

F_{BC} = 30

(positivo significa que el sentido supuesto es correcto, “Sale de B.)

Este resultado concuerda exactamente con el resultado por el método de nodos.

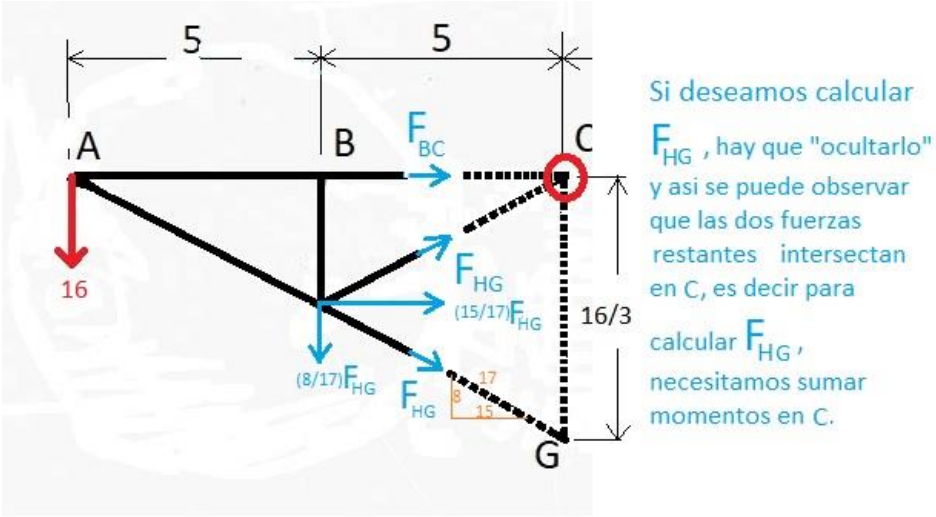
c) F_{HG}: $\sum M_A$



Al Sumar momentos en A se puede observar que tanto la reacción de -16 como las fuerzas F_{BC} y + + F_{HC}, pasan por A, por consiguiente, son cero (no tienen brazo de palanca), dejando como única fuerza en el problema a + F_{HG}, y tiene que ser cero, de otra manera no habría equilibrio. Otra vez este resultado concuerda fielmente

con el resultado anterior.

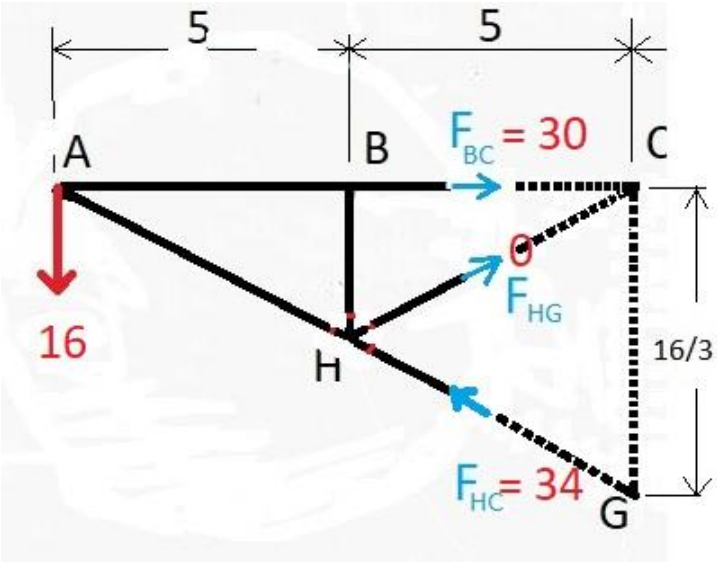
c).- F_{HG}: $\sum M_c$



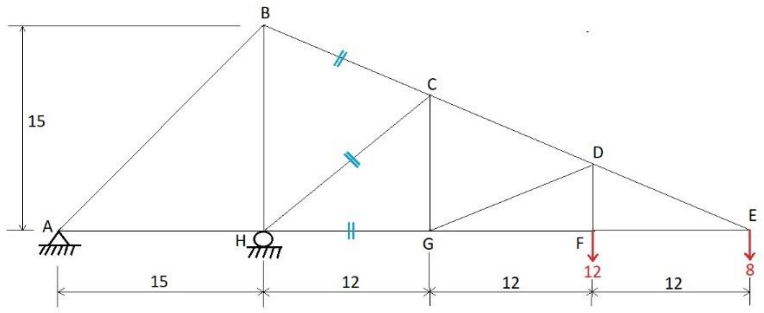
a) En este inciso, la incógnita no es ortogonal, y es necesario calcular sus componentes primero. Observando que las componentes de la barra forman un triángulo rectángulo con catetos 8 y 15 e hipotenusa 17, se puede determinar sus componentes como F_x: = (15/17) F_{HG} y F_y: = (8/17) F_{HG} .

: $\sum M_c$ = 0 = -16(10) - $(\frac{8}{17})F_{HG}(5)$ -$\left(\frac{15}{17}\right) F_{HG} \left(\frac{8}{3}\right)$ = 0

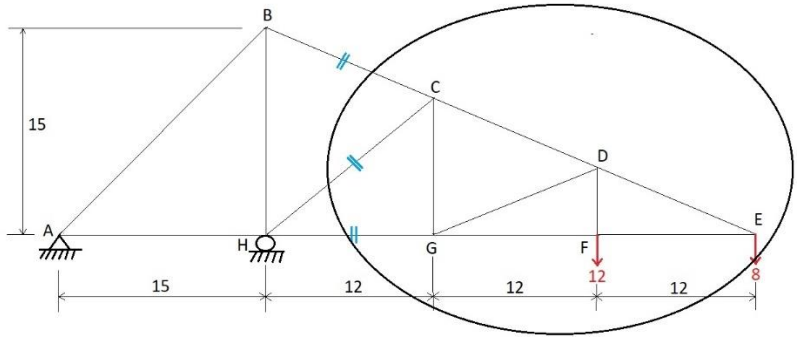
F_{HG} = -34 (O sea está mal supuesto no sale de H, sino entra)



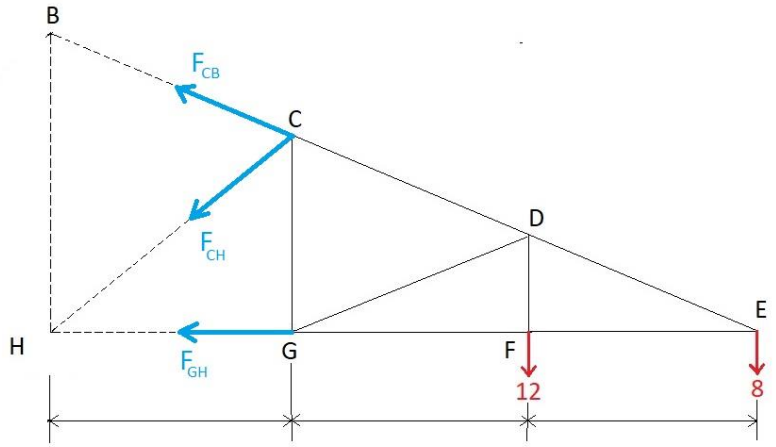
EJERCICIO 3



SOLUCION: DCL



Nótese se dibujo el DCL se instructivo, pero se seleccionó el lado Derecho, y no el lado izquierdo, aunque también se puede, pero en el lado derecho aparecen las reacciones de la armadura, y eso requeriría un cálculo adicional.



Siguiendo el procedimiento establecido, podemos concluir que

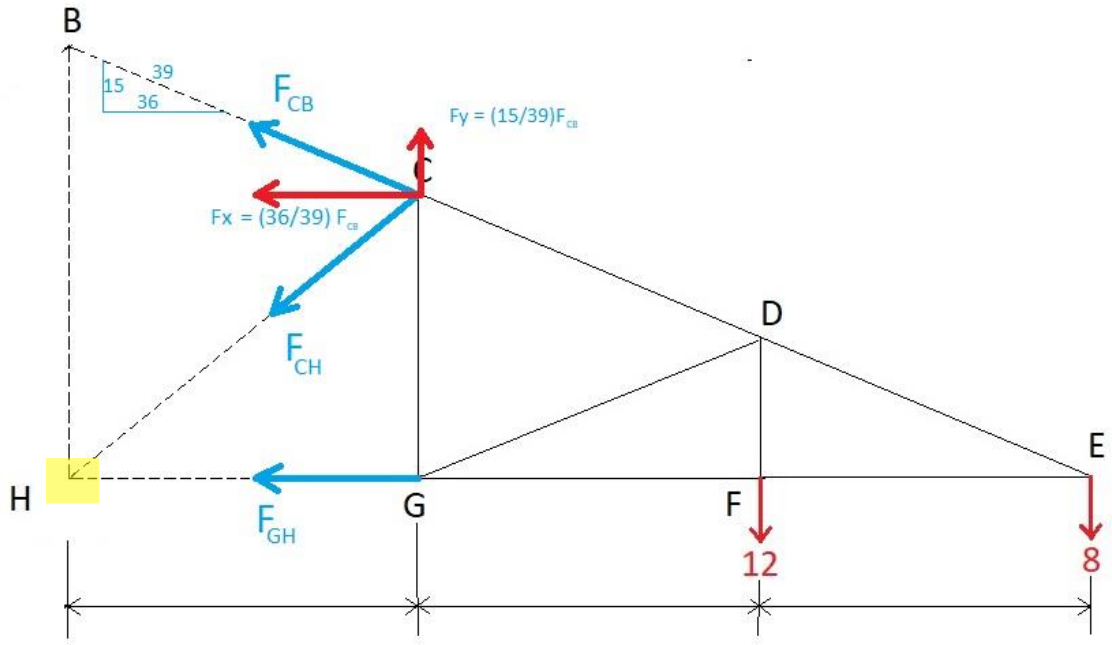
Para calcular:

F_{CB}: $\sum M_H$

F_{CH}: $\sum M_E$

F_{GH} : $\sum M_c$

a).- : $\sum M_H$



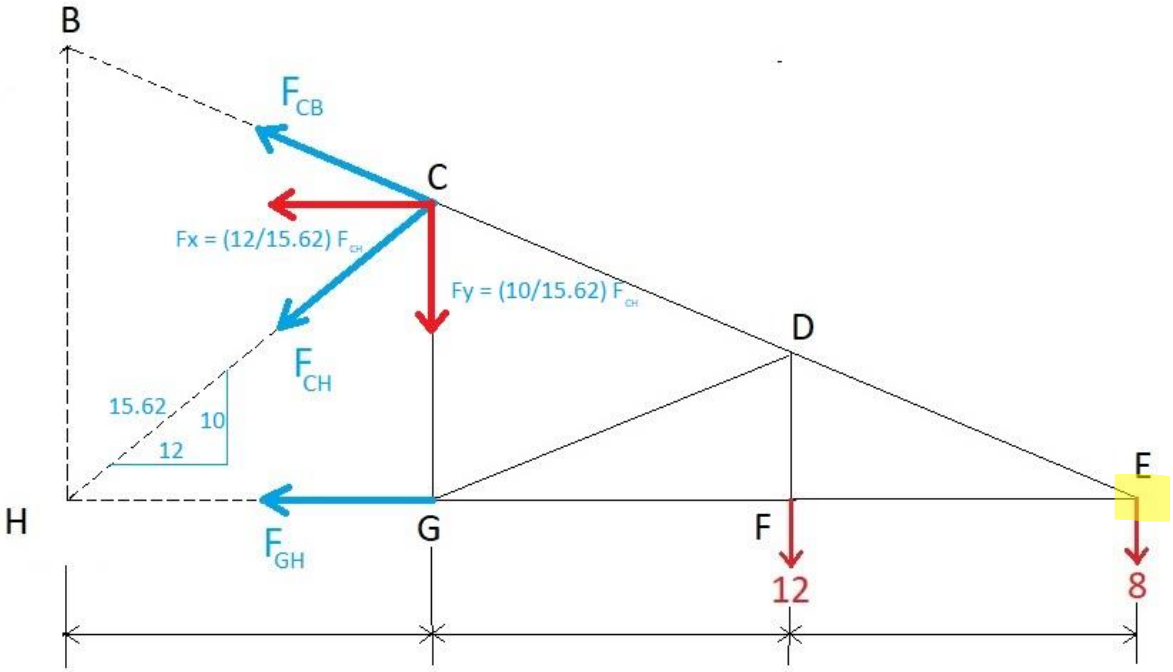
$$\sum M_H = 0 = -(\frac{36}{39})F_{CB}\ (10) - (\frac{15}{39})\ F_{CB}(12) + 12(24) + 8\ (36)$$

$\circlearrowleft +$

F_{CB}= 41.6

Positivos que significa que el sentido supuesto es correcto. Sale de C.

b).- : $\sum M_E$



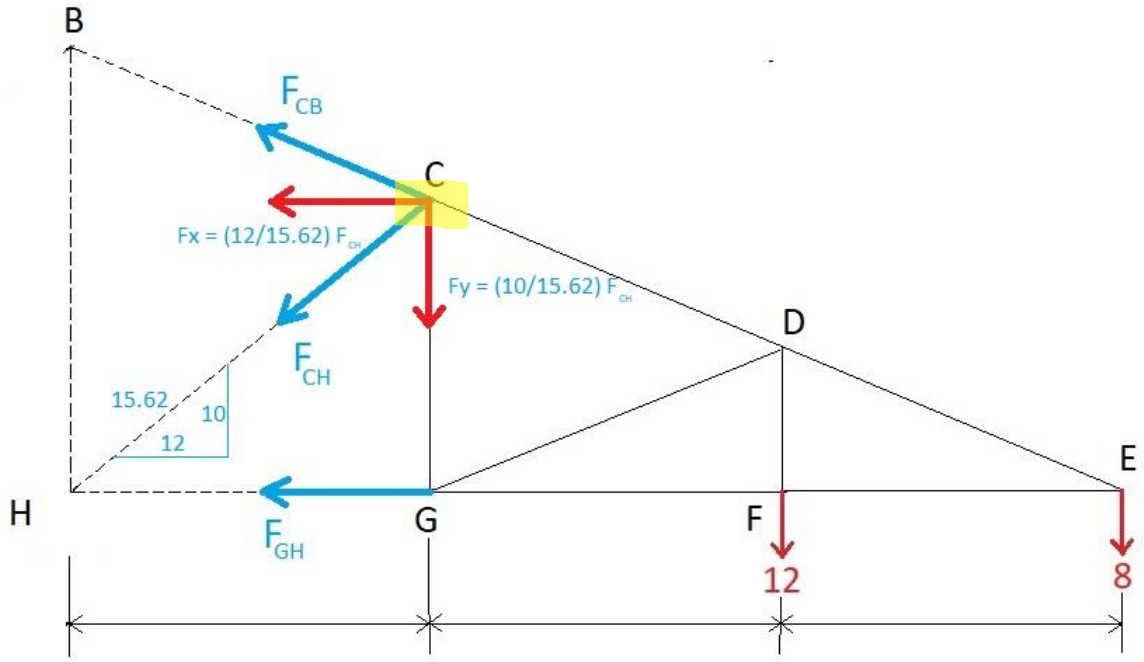
$$\sum M_E = 0 = -\left(\frac{10}{15.62}\right)F_{CH}\,(24) - \left(\frac{12}{15.62}\right)F_{CH}(10) + 12(12)$$

$\circlearrowleft +$

F_{CH}= -6.248

Negativo, que significa que el sentido supuesto es incorrecto. Entra a C.

c).- : $\sum M_c$



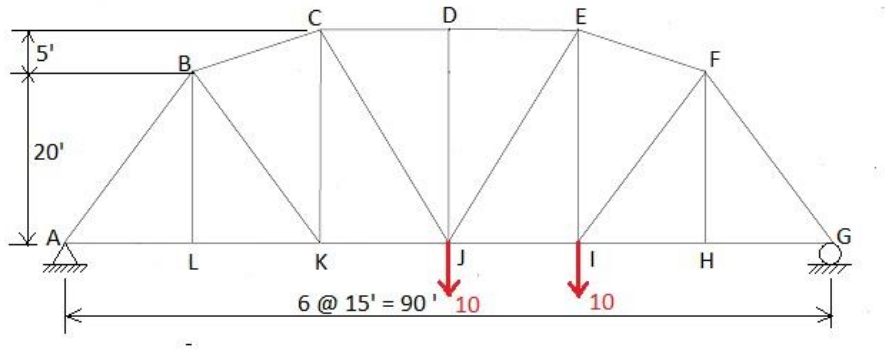
$\sum M_E = 0 = F_{GH}\,(10) + 12(12) + 8(24)$

$\oplus$

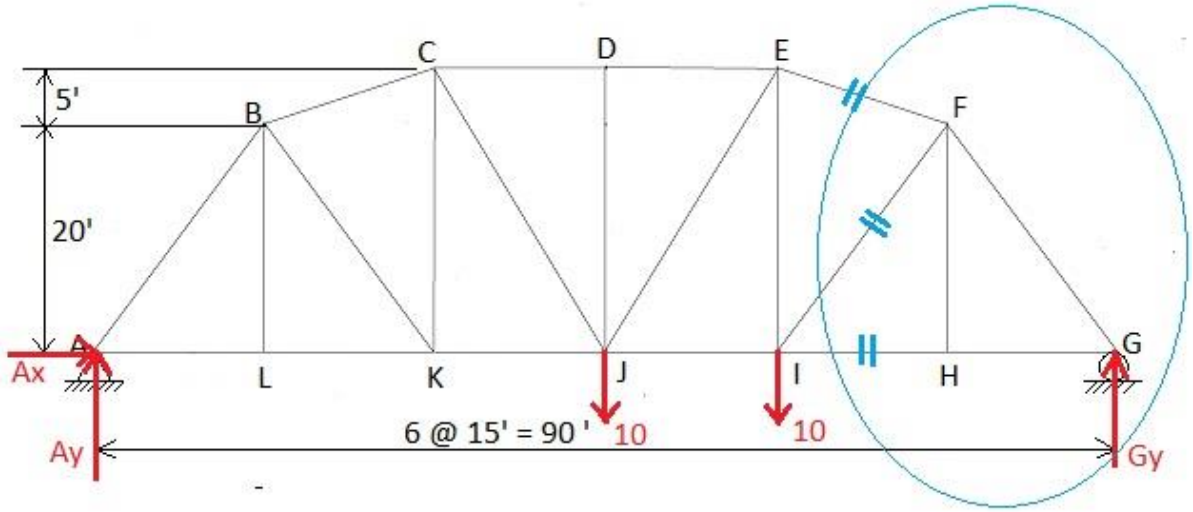
F_{CH}= -3.36

Negativo, que significa que el sentido supuesto es incorrecto. Entra a G.

EJERCICIO 4:



DCL Y REACCIONES



Despues de dibuja el DCL se observa que incluye la reacción Gy, por Consiguiente hagamos DCL de toda la armadura y calculemos recciones:

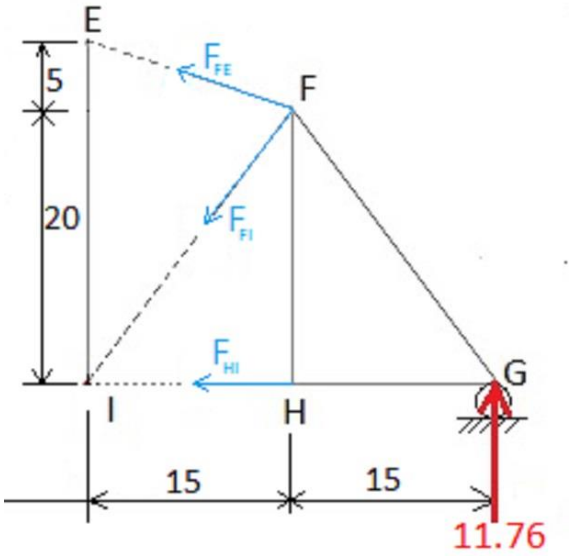
$$\sum M_A = 0 = -G_y\,(90) + 10(45) + 10(60)$$

$\circlearrowleft +$

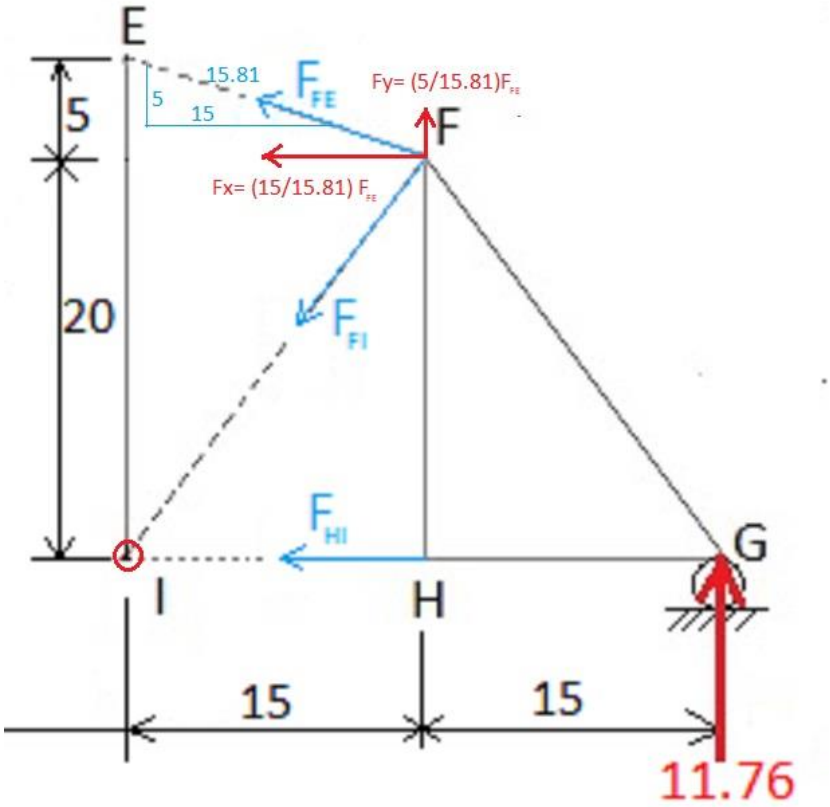
Gy = 11.67 $\uparrow$

De la figura podemos concluir que:

F_{FE}: $\sum M_I$ $\qquad$ F_{FI}: $\sum M_{FUERA\ DE\ FIGURA}$ $\qquad$ F_{HI} : $\sum M_F$



a).-

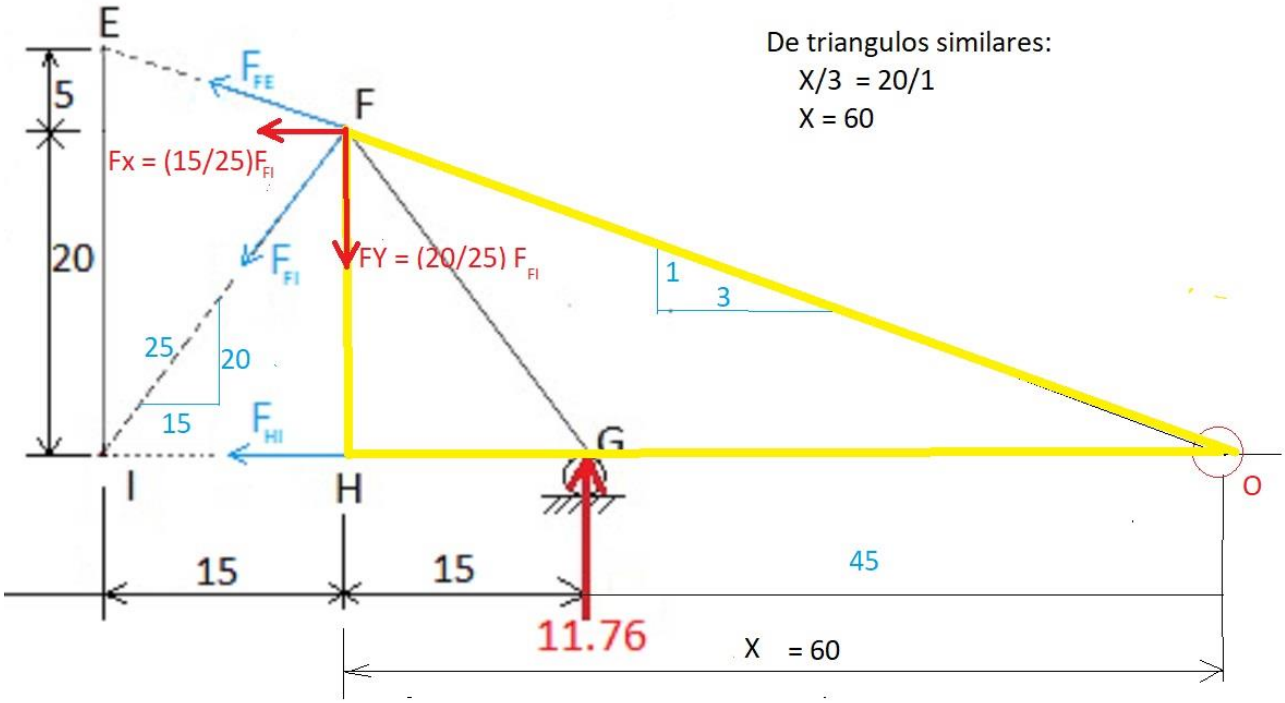


$$\sum M_I = 0 = -\left(\frac{15}{15.81}\right)F_{FE}\,(20) - \left(\frac{5}{15.81}\right)F_{FE}(15) + 11.67(30)$$

$\circlearrowleft +$

F_{FE} = -14.76 o sea la suposición es incorrecta, la fuerza entra a F

b).-

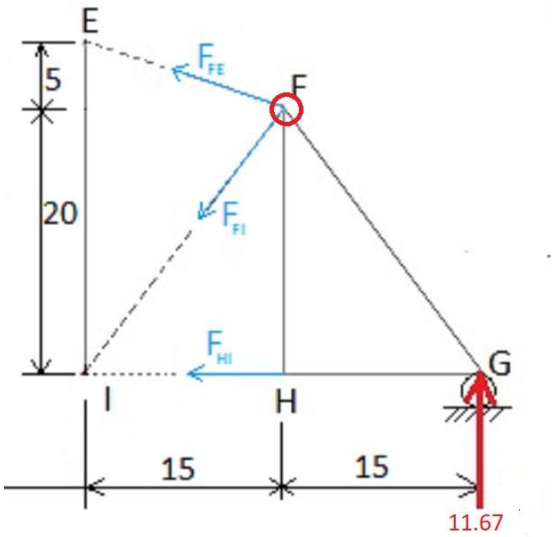


$$\sum M_O = 0 = -(\frac{15}{25})F_{FI}\ (20) - (\frac{5}{25})\ F_{FI}(60) + 11.67(45)$$

$\circlearrowleft +$

F_{FI} = 8.7525

c).-

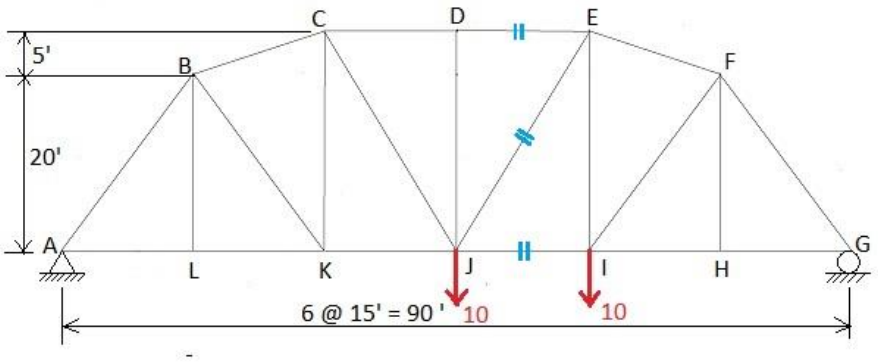


$\sum M_F = 0 = -F_{HI}\,(20) - 11.67(15)$

$\circlearrowleft +$

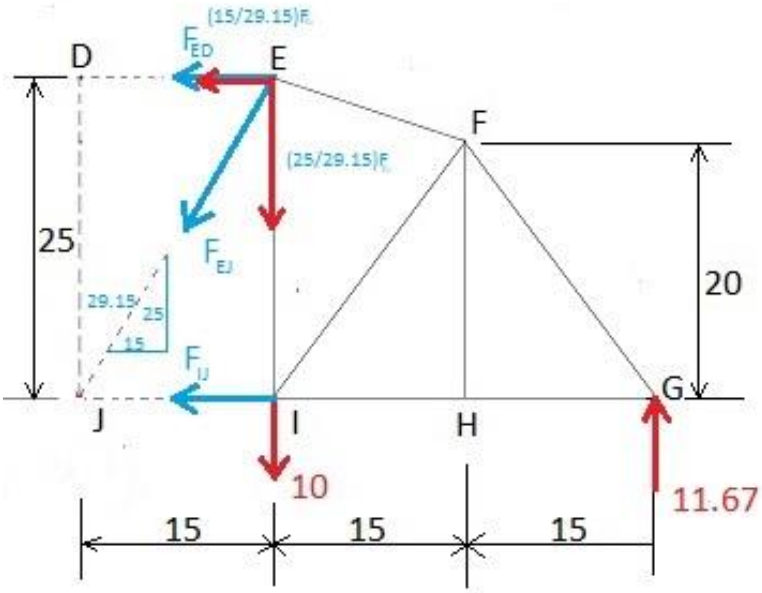
$F_{HI} = 8.75$

EJERCICIO 5



De la figura podemos concluir que para calcular las fuerzas necesitamos sumar fuerzas en:

F_{ED}: $\sum M_J$ $\quad$ F_{EJ}: $\sum M_G$ $\quad$ F_{IJ} : $\sum M_E$



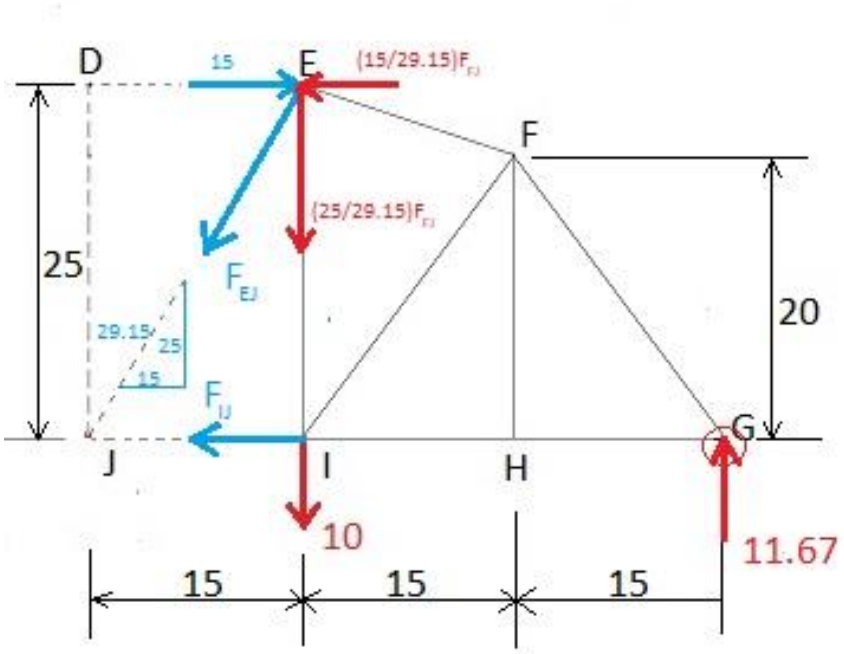
a).-

$\sum M_J$ = 0 = -F_{ED} (25) + (10)15 - 11.67(45)

= F_{ED} = -15 ↔

b).- En este inciso, se puede observar que si oculto la fuerza pedida F_{Ej}, la restantes no intersectan porque son paralelas, y eso me imposibilita cancelar las 2 incógnitas que se requiere para calcular la deseada. Pero F_{ED} ya no es incógnita, puesto que la acabo de calcular, así que solo necesito sumar momentos en algún eje donde se elimine la única incógnita restante F_{IJ}. Así, sumaremos momentos en G, así se elimina la reacción de 11.67 también.

$\sum M_G$ = 0 = -F_{ED} (25) + (10)15 - 11.67(45)



$\sum M_G$ = 0 = -($\frac{15}{29.15}$)F_{EJ} (25) – ($\frac{25}{29.15}$) F_{EJ}(30)+ 10(30)

F_{EJ} =- 1.936 ↕

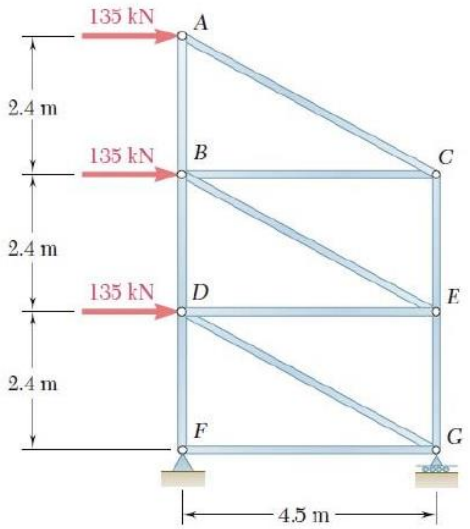
c).-

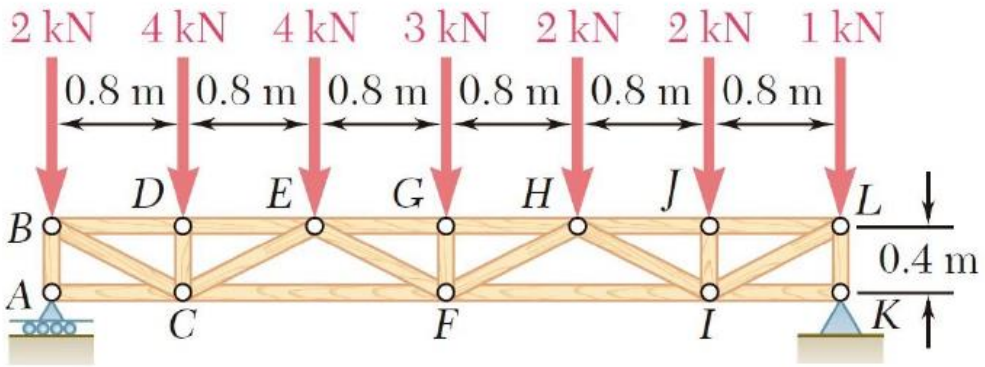
$\sum M_E$ = 0 = F_{IJ} (25) - (11.67)30

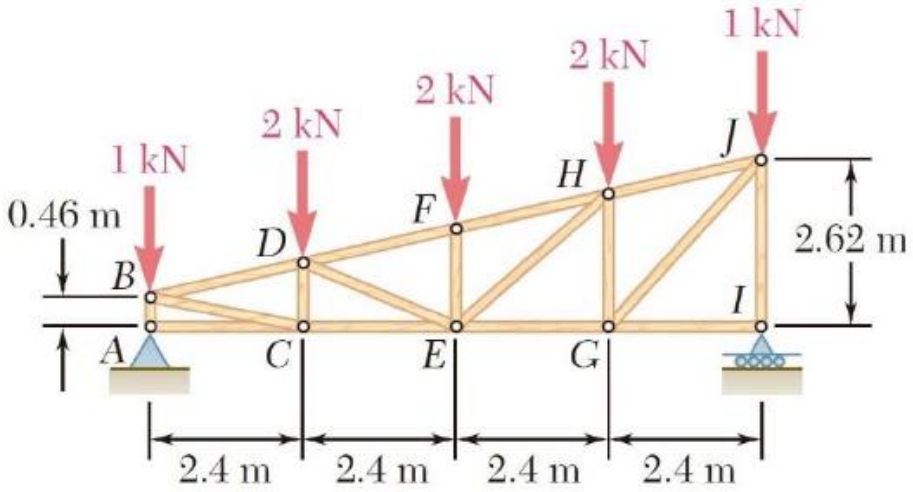
$\circlearrowleft +$

F_{IJ} = 14

Problemas de practica:






1 kN
2 kN
2 kN
2 kN
1 kN
0.46 m
B
D
F
H
J
A
C
E
G
I
2.62 m
2.4 m
2.4 m
2.4 m
2.4 m

UNIDAD 3

UNIDAD 3 Propiedades de las secciones y vigas isostáticas

CENTROIDES Y CENTROS DE GRAVEDAD

Si tomamos una manzana (como la de Newton), el sentido común nos dice Que existe una fuerza de atracción ejercida por la tierra sobre cada una las partículas de la manzana, pero para propósitos prácticos, utilizamos la resultante de todas, actuando sobre un punto que llamamos **CENTROIDE.**

Por definición, El Centro de gravedad de un cuerpo es el punto donde se encuentra aplicada la resultante de la suma de todas las fuerzas gravitatorias que actúan sobre cada una de las partículas del mismo. Si el cuerpo es simétrico y homogéneo, la resultante de todas las fuerzas gravitatorias se localizará en el centro geométrico., mientras que El **centroide** es un concepto puramente geométrico que depende de la forma del sistema; el centro de masas depende de la distribución de materia, mientras que el centro de gravedad depende del campo gravitatorio. Diciéndolo de otra manera el centroide es el centro geométrico de una hoja delgada, sin espesor, y sin peso. Estos términos se han utilizado como sinónimos de siempre, aunque el primero se refiere a volúmenes, y el segundo a superficies.

Si tomamos una lámina rectangular y deseamos sostenerla con un solo dedo, tendríamos que colocar este, por ensayo y error, hasta encontrar este punto, que precisamente es el punto donde se encuentra la resultante de la atracción gravitacional. Si colocáramos nuestro dedo muy cercano a un bordo, se caería la lámina, ¿por qué? Porque hay mas “peso” de un lado que, del otro, además el brazo de palanca también es mayor, por consiguiente, el momento es mayor también.

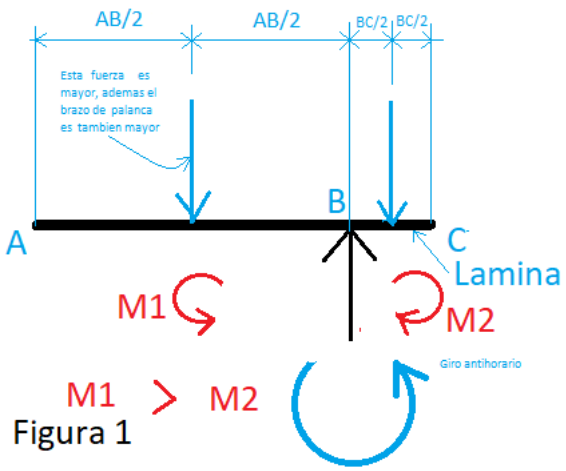


Figura 1

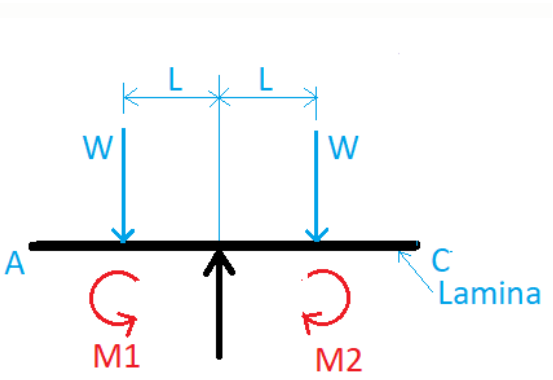


Figura 2

En cambio, si colocamos nuestro dedo en el centro geométrico, vemos M1 = M2 y se mantiene la lámina en equilibrio.

Del experimento anterior, podemos deducir que el centroide está directamente relacionado con el concepto de momentos, es más, “El centroide de un área se le conoce como **PRIMER MOMENTO DEL AREA**”.

De acuerdo con lo anterior, se puede deducir que EL CENTROIDE está contenido los ejes de simetría, y en cuerpos con 2 ejes de simetría, tal como un rectángulo, se encuentra en la intersección de los dos ejes.

En la tabla a continuación se muestran las áreas y centroides de los cuerpos geométricos más comunes, tales como el triángulo, ½ circulo, 1.4 circulo, parábola, etc.

Forma		$\bar{x}$	$\bar{y}$	Área
Área triangular			$\frac{h}{3}$	$\frac{bh}{2}$
Un cuarto de área circular		$\frac{4r}{3\pi}$	$\frac{4r}{3\pi}$	$\frac{\pi r^2}{4}$
Área semicircular		0	$\frac{4r}{3\pi}$	$\frac{\pi r^2}{2}$
Un cuarto de área elíptica		$\frac{4a}{3\pi}$	$\frac{4b}{3\pi}$	$\frac{\pi ab}{4}$
Área semielíptica		0	$\frac{4b}{3\pi}$	$\frac{\pi ab}{2}$
Área semiparabólica		$\frac{3a}{8}$	$\frac{3h}{5}$	$\frac{2ah}{3}$
Área parabólica		0	$\frac{3h}{5}$	$\frac{4ah}{3}$
Enjuta parabólica		$\frac{3a}{4}$	$\frac{3h}{10}$	$\frac{ah}{3}$
Enjuta general		$\frac{n+1}{n+2}a$	$\frac{n+1}{4n+2}h$	$\frac{ah}{n+1}$
Sector circular		$\frac{2r \operatorname{sen} \alpha}{3\alpha}$	0	αr^2

CENTROIDE DE AREAS COMPUESTAS:

¿Qué pasa cuando tenemos un área compuesta por varias áreas regulares conocidas?, pues necesitamos hacer uso de la siguiente formula para calcular su centroide:

$$\bar{X}_C = \frac{\sum \bar{X}}{\sum A}$$

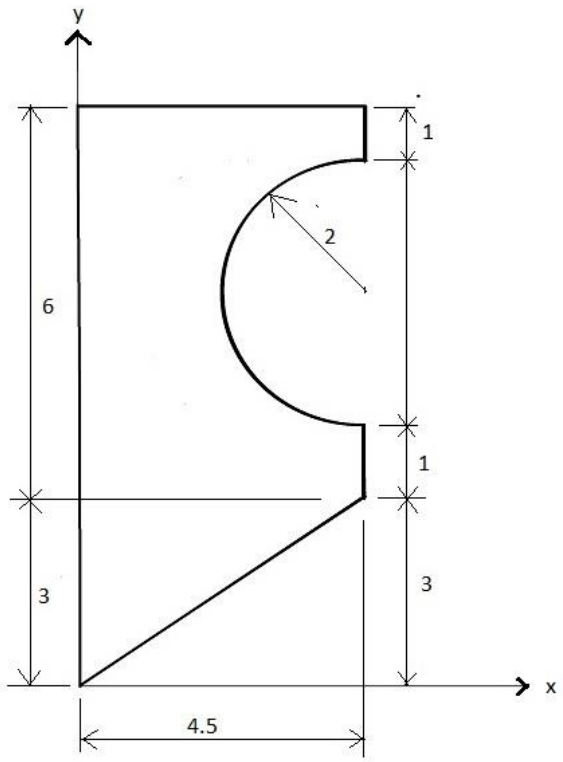
$$\bar{Y}_C = \frac{\sum \bar{Y}}{\sum A}$$

Donde: $\bar{X}_C, \bar{Y}_C$ son las coordenas del centroide del cuerpo entero

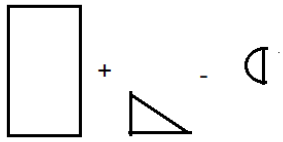
$\bar{X}$, $\bar{Y}$ son las coordenas de los centroides individuales

$\sum A$ sumatoria de todas las areas

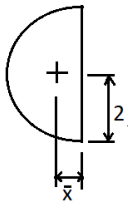
EJEMPLO 1 Encontrar el centroide de la figura



Composición de las áreas:



Área y centroide del medio circulo



A = $-\pi\frac{r^2}{2}$ = -π$\frac{2^2}{2}$ = -6.2832

$\bar{x}$ = $\frac{4r}{3\pi}$ = $\frac{4\,(2)}{3(\pi)}$ = 3.65

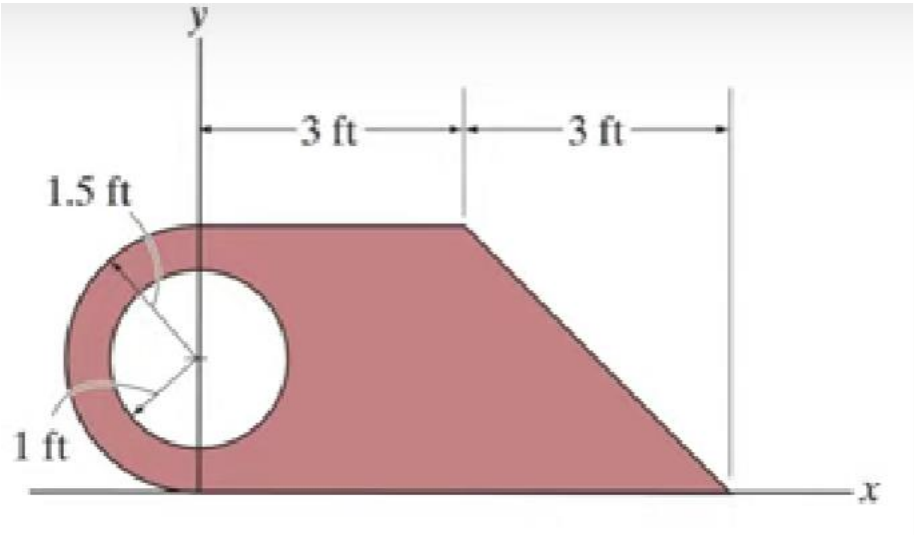
Nota: $\bar{X}$ y $\bar{Y}$ son medidos con respecto al eje de coordenadas

ELEMENTO	AREA	$\bar{X}$	$\bar{Y}$	$\bar{X}A$	$\bar{Y}A$
	27	2.25	6	60.7	162
	6.75	1.5	2	10.12	13.5
	-6.2832	3.65	6	-22.90	-37.7
SUMA	27.4668			47.90	137.80

$\bar{X}_C \frac{47.90}{27.4668}$ = 1.74

$\bar{Y}_C$ = $\frac{137.8}{27.4668}$ = 5.02

EJEMPLO 2



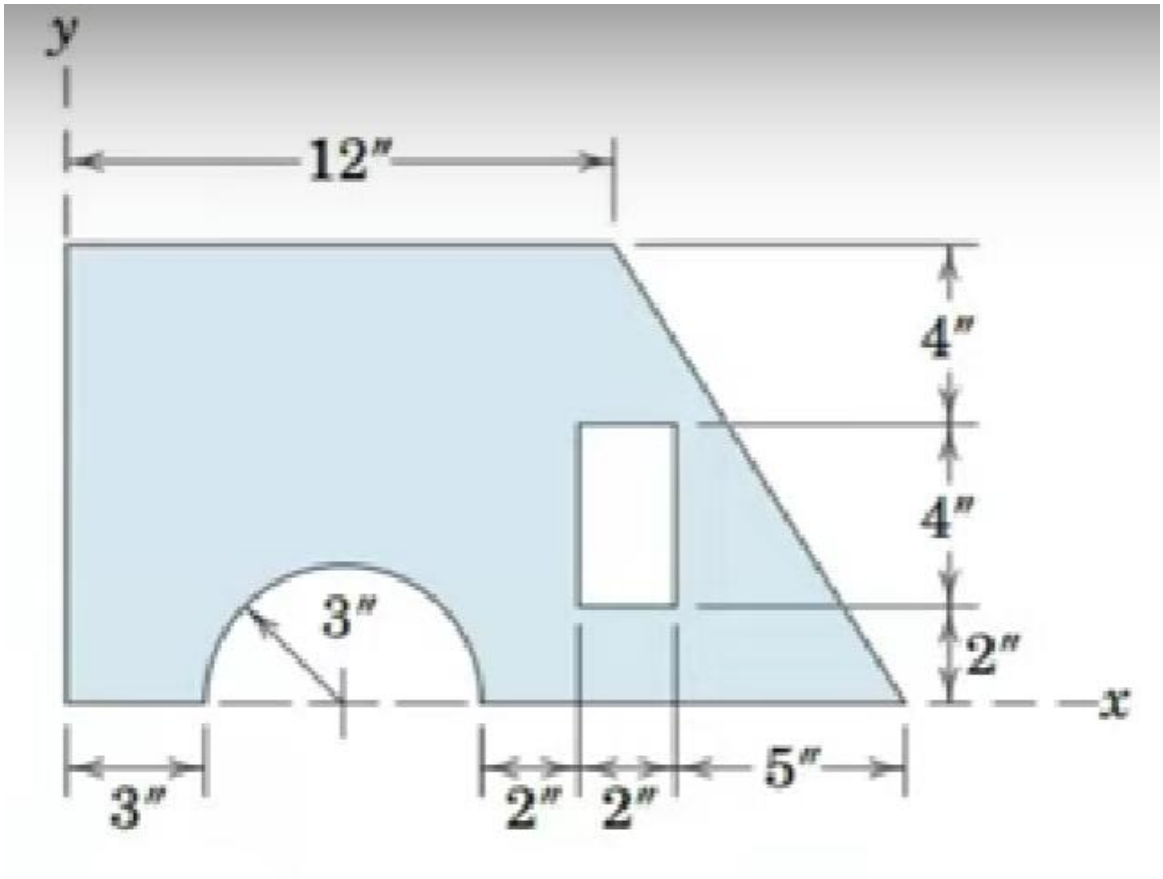
COMPOSICION DE AREAS:

figura	A: Área	$\tilde{x}$	$\tilde{y}$	$A\tilde{x}$	$A\tilde{y}$
1	9	1.5	1.5	13.5	13.5
2	4.5	4	1	18	4.5
3	$-\pi$	0	1.5	0	-4.71
4	3.53	-0.637	1.5	-2.248	5.295

$\bar{X}_C \frac{-2.248}{3.53}$ = 1.74 = 2.107

$\bar{Y}_C = \frac{5.295}{3.53}$ = 5.02 = 1.339

EJERCICIO DE PRACTICA



MOMENTO DE INERCIA

El concepto de MOMENTO DE INERCIA es uno de los conceptos mas importantes en el área de las estructuras, y el entendimiento de sus propiedades primordial. En este capitulo trataremos de primeramente dar la definición “clásica”, o científica de lo que es, para después ilustrarlo con un ejemplo práctico.

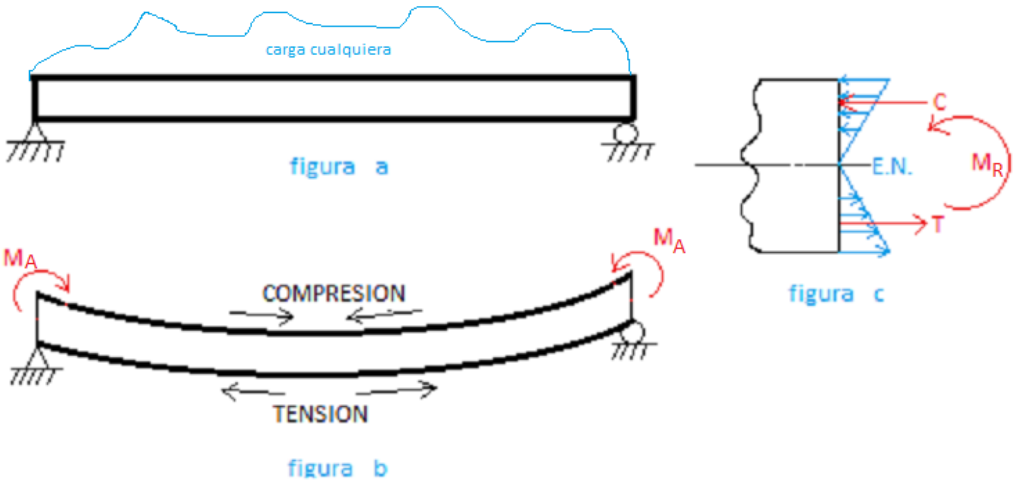
La definición clásica del momento de inercia es que es una cantidad que refleja la distribución de masa de un cuerpo, o de un sistema de partículas en rotación, respecto a un eje de giro. El momento de inercia sólo depende

de la geometría del cuerpo y de la posición del eje de giro; pero no depende de las fuerzas que intervienen en el movimiento.

El momento de inercia depende de la distribución de la masa en un cuerpo. Lo que quiere decir que a mayor distancia de la masa al centro de rotación mayor será el momento de inercia. Esto es en base a ejes principales de inercia, que se reflejan distributivamente en su masa en torno a un eje de giro.

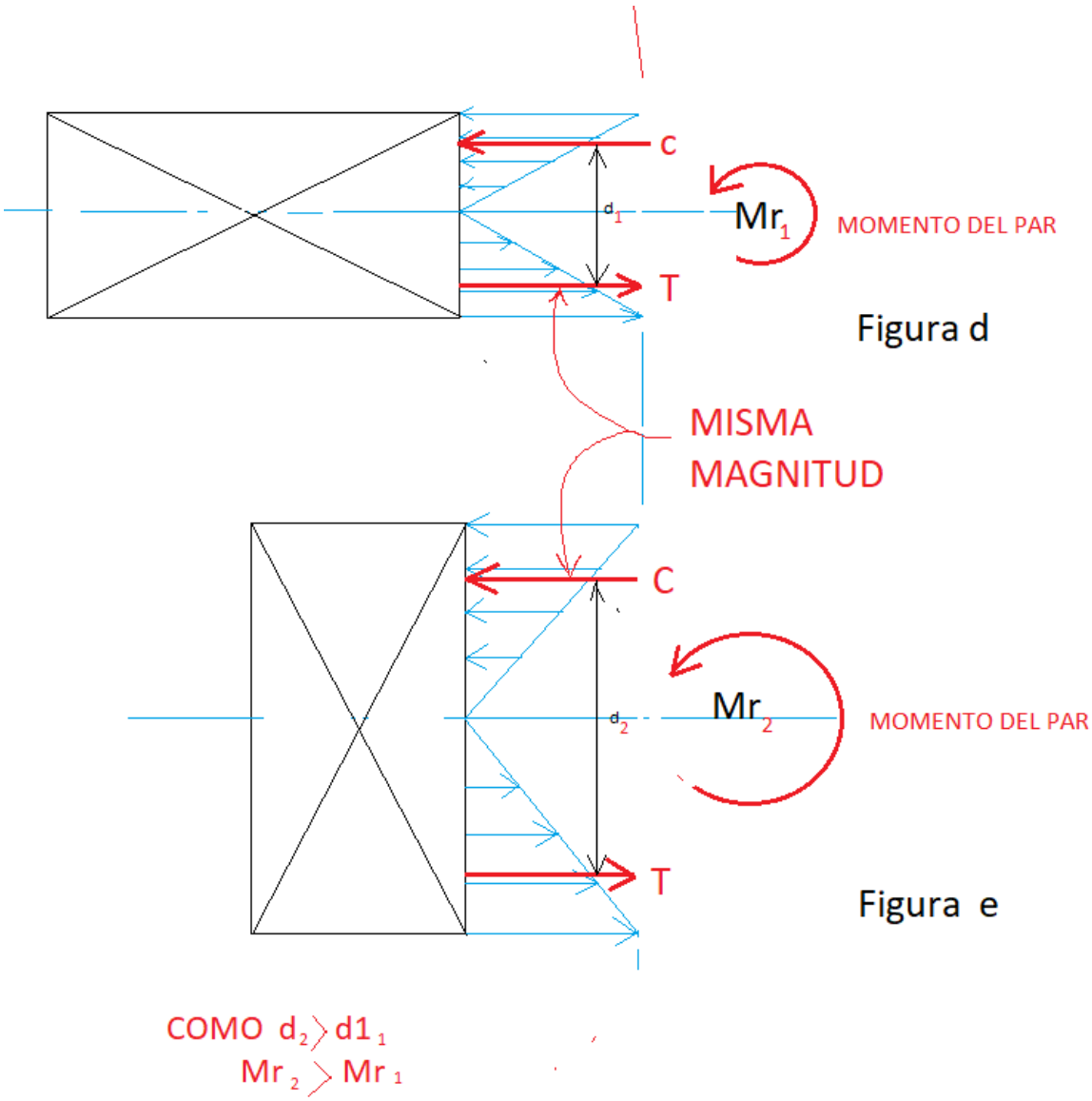
Si aún no han entendido, usaremos la siguiente figura para tratar de ilustrar este importante concepto.

A continuación, en la (figura a) se muestra una viga de sección rectangular, simplemente apoyada, con una carga transversal cualquiera, esta carga provoca que la viga se deforme según (figura b). Siendo una viga prismática, homogénea el eje neutro es el eje de simetría, y está en la mitad del peralte. Se puede deducir fácilmente que esta acción de cargas provoca que en la parte superior de la viga se comprima, mientras que en la parte inferior se tensione, mientras que en el EJE NEUTRO hay cero efecto. En la (figura c) se muestra las distribuciones comentadas. Si encontramos la resultante de los dos triángulos, estas son las dos fuerzas C, y T marcados en rojo, donde C es la resultante a compresión y T la resultante en tensión. Estas son dos fuerzas iguales, opuestas y no colineales, o sea forman un par o un momento. Este momento se le conoce como momento resistente, o sea "cuanto aguanta".



Ahora una pregunta al lector: ¿Si tengo un barrote 2x4 usado como la viga anterior, como "aguanta" más? Usándolo "acostado" o "de canto" ? , (figura d) o (figura e)?

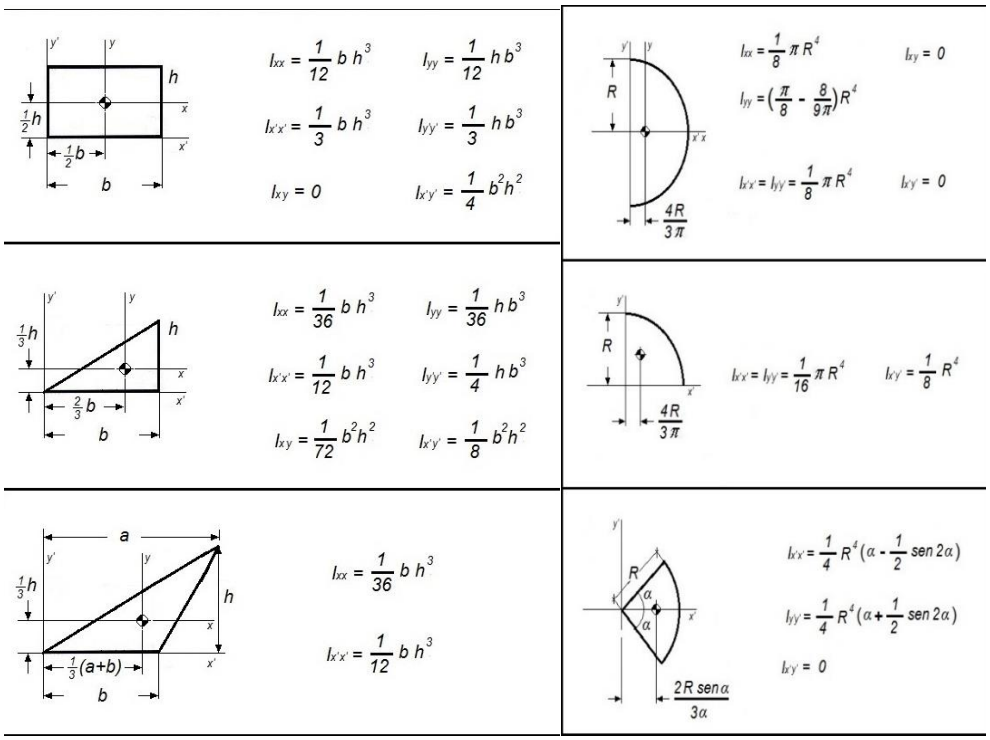
Examinemos ambos casos: Nótese que en ambas figuras las fuerzas C y T son iguales, lo que varía es la distancia perpendicular, por lo que podemos concluir que el momento de la figura e, "de canto" tiene momento mayor, ¡es decir "aguanta más" usándolo de canto! Que desde el principio sabíamos por observación, mas no teníamos evidencia científica.



El momento resistente Mr es siempre igual al momento aplicado Ma, hasta que las cargas excedan la capacidad del elemento y ocurre la falla. Claro es responsabilidad del ingeniero que eso no ocurra.

De lo anterior podemos concluir que momento de inercia es la resistencia del área al giro con respecto a su eje centroidal, sea X o sea Y.

Para las áreas regulares existen formulas prestablecidas, las cuales se muestran a continuación:



Uso de la tabla:

De la tabla para en área rectangular los ejes de coordenadas X-X y

Y-Y son los ejes centroidales, mientras que los ejes X'-X' y Y'-Y' son los ejes que pasan por la base del rectángulo, por consiguiente los momentos de inercia I_{XX} , e I_{YY} , que partir de este momento simplemente se llamaran I_X e I_y son los momentos de inercia principales con respecto a los ejes a través de su centroide su centroide, e I_X, y I_y, son los momentos de inercia con respecto a su base.

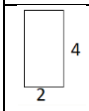
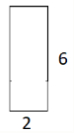
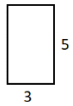
De la tabla, para un área rectangular:

$I_x = \frac{b\, h^3}{12}$ y $I_x = \frac{h\, b^3}{12}$. Tal vez sea más fácil de recordar las formulas si solo usamos una:

$I = \frac{(base)(altura)^3}{12}$ Donde la base es siempre paralela al eje con respecto al que calcula.

.

EJERCICIO

ELEMENTO	Ix	Iy
	$I = \frac{2(4)^3}{12} = 10.67$	$I = \frac{4(2)^3}{12} = 2.67$
	$I = \frac{2(6)^3}{12} = 36$	$I = \frac{6(2)^3}{12} = 4$
	$I = \frac{3(5)^3}{12} = 31.25$	$I = \frac{5(3)^3}{12} = 11.25$
	$I = \frac{\pi(4)^4}{4} = 12.57$	12.57

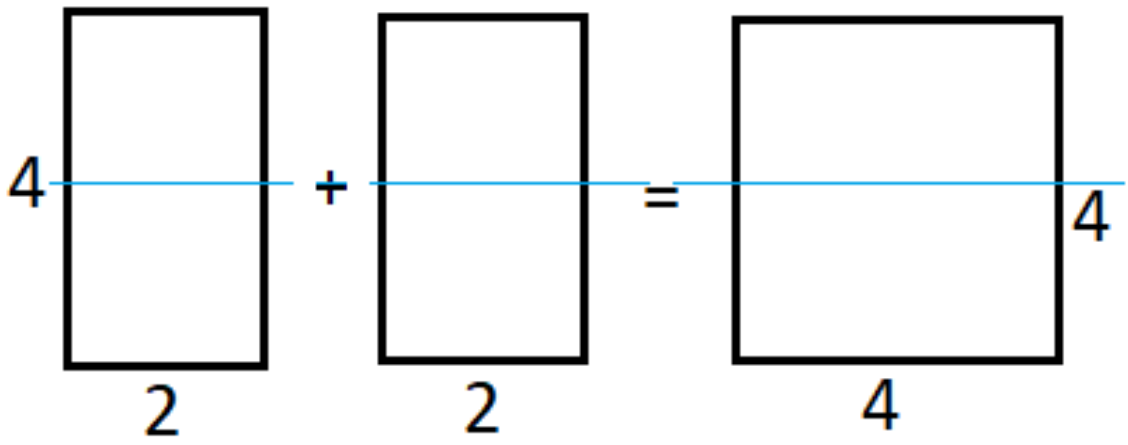
De la tabla anterior podemos observar que es posible comparar la capacidad de elementos aun sea de diferente tamaño y forma, así vemos que un 2x4 de canto resiste casi 5 veces que usado acostado, y que de todos los elementos de la tabla la mas eficientes es el 2x6 usado de canto.

MOMENTOS DE INERCIA DE AREAS COMPUESTAS

¿Como hemos mostrado, el cálculo de momentos de inercias de áreas comunes se logra fácilmente con las fórmulas de las tablas, pero que pasa si tenemos una figura compuesta? Empecemos con un enunciado:

“Dos momentos de inercia se pueden sumar o restar, si y solo si, están calculados respecto al mismo eje”

.



10.67 + 10.67 = $\frac{4(4)^3}{12}$ = 21.33

TEOREMA DE EJES PARALELOS O DE STEINER

$I_X = I_{X_C} + A\, d^2$

$I_y = I_{y_C} + A\, d^2$

Donde I_X , I_y Momento de inercia en el eje nuevo

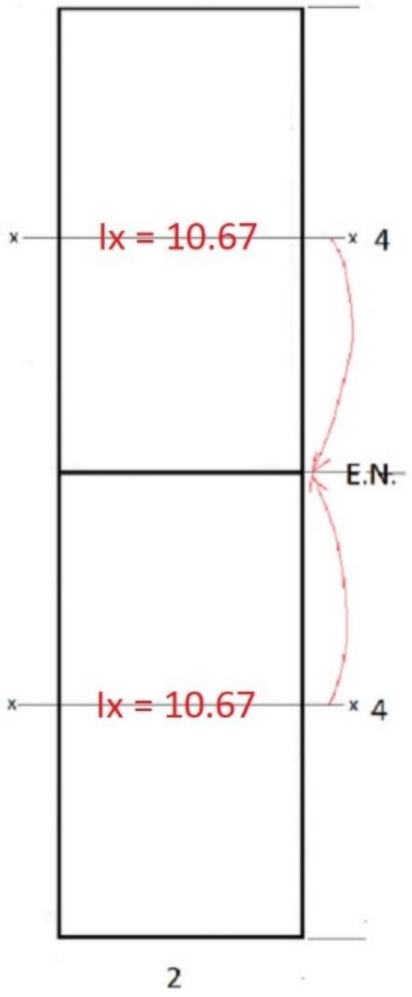
I_{X_C}, I_{y_C} Momento de inercia c/r al eje centroidal de cada elemento

A = Área de cada elemento

d = Distancia entre el eje centroidal de cada elemento y el eje centroidal del conjunto

EJERCICIO

Tenemos 2 barrotes 2 x 4 que queremos unir para formar un barrote 2 x 8. ¿Cuál sería el momento de inercia de barrote 2 x 8?



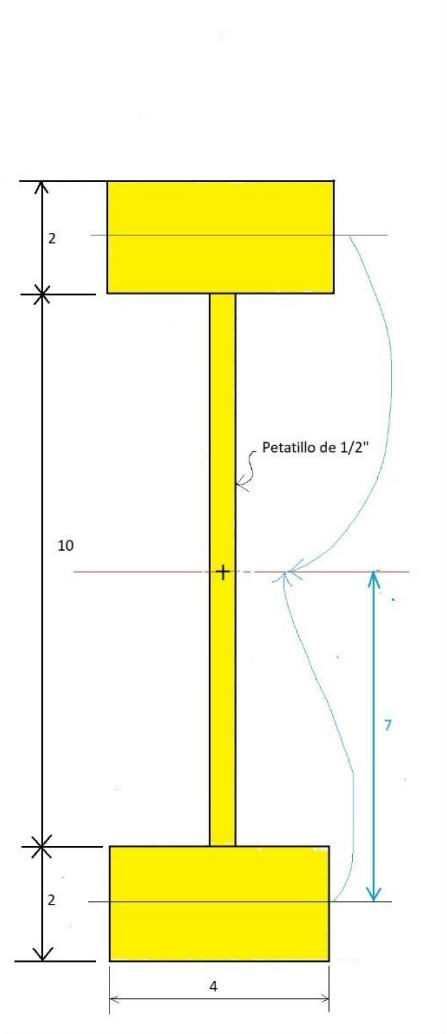
$I_X = I_{X_C} + A\, d^2$

$I_X = 2(10.67 + 2(4)(2^2) = 85.33$

Comprobación: un barrote 2 x 8 tiene:

$I_X = \frac{2(8)^3}{12} = 85.33$

EJEMPLO

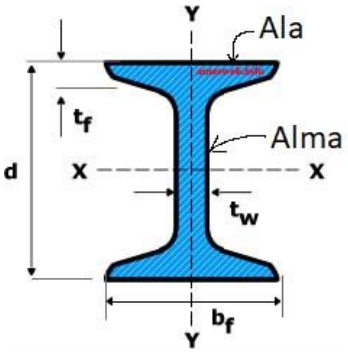


ELEMENTO	A	I_{X_c}	d	d^2	A d^2	I_X
	8	2.67	6	36	288	290.67
	5	41.67	0	0		41.67
	8	2.67	6	36	288	290.67
					Suma =	623.01

I_X = 623.01 que es muchísimo mayor que cada elemento individual

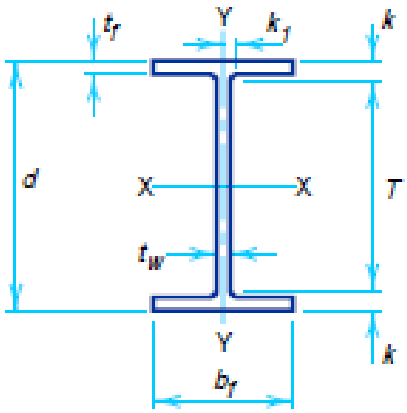
PERFILES ESTRUCTURALES

Los elementos estructurales de mayor relevancia para los ingenieros y arquitectos son los perfiles estructurales de acero estructural, llamados erróneamente las “vigas de acero”, estos perfiles surgieron a finales del siglo XIX, tuvieron como nombre perfiles S:



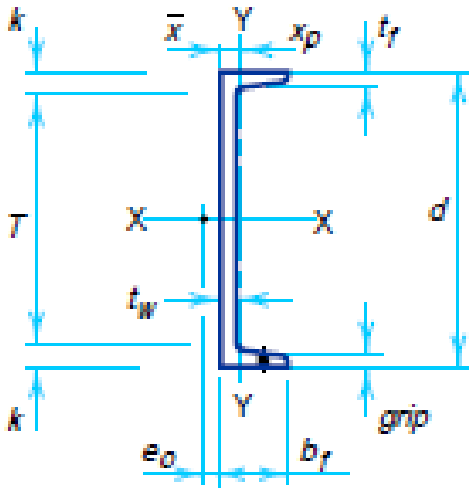
S por “Standard”, aunque por razones obvias todo mundo los llamaba perfiles o vigas “I”. Estos perfiles no eran muy eficientes tenían el alma demasiada gruesa, y se desperdiciaba mucho material, y por tal razón se dejaron de producir.

Perfiles de ala ancha o “Wide flange”, estos perfiles vinieron a reemplazar a los perfiles S, tienen mas anchas las alas o patines y menos gruesas las almas.



Originalmente se les designaron así: WF, por ejemplo una WF 24 x 60, que significa que tiene un peralte aproximado de 24”, y un peso por pie de 60 lbs. A partir de los 1960’s se dejo de usar la F, y hoy se llama solo W24 x 60.

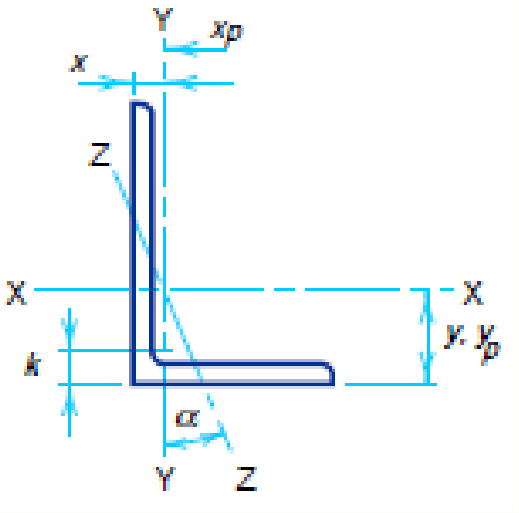
Canales



Los canales tienen la siguiente designación: C10 x 30, por ejemplo, que significa que tiene un peralte real de 10" y un peso 30 lbs por pie.

Además una dimensión notable es $\bar{X}$ que es la localización del centroide en la dirección mostrada.

Ángulos



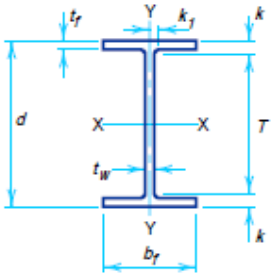
En el caso de ángulos, existen dos tipos, ángulos de patas iguales, por ejemplo, un L 4x4x1/2, y de patas desiguales. Por ejemplo, L6x4x1, otras dimensiones notables son x y y, que indican la localización del centroide.

OTROS PERFILES

Así como los perfiles que acabamos de definir, existen otros tales como los PTR's, los Mon Ten, las Placas, los redondos, los tubulares,

etc., todos estos y sus propiedades se pueden encontrar en el Manuel de acero AISC.

Tablas de propiedades del AISC:

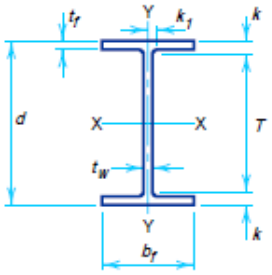


W SHAPES Dimensions

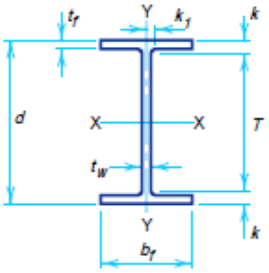
Designation	Area A	Depth d		Web Thickness t_w		Web $\frac{t_w}{2}$	Flange Width b_f		Flange Thickness t_f		Distance T	Distance k	Distance k_1
	in.^{2}	in.		in.		in.	in.		in.		in.	in.	in.
W27×539*	158	32.52	32½	1.970	2	1	15.255	15¼	3.540	3 9/16	24	4¼	1⅝
×448*	131	31.42	31⅜	1.650	1⅝	13/16	14.940	15	2.990	3	24	3 11/16	1½
×368*	108	30.39	30⅜	1.380	1⅜	11/16	14.665	14⅝	2.480	2½	24	3 3/16	1 5/16
×307*	90.2	29.61	29⅝	1.160	1 3/16	⅝	14.445	14½	2.090	2 1/16	24	2 13/16	1¼
×258	75.7	28.98	29	0.980	1	½	14.270	14¼	1.770	1¾	24	2½	1⅛
×235	69.1	28.66	28⅝	0.910	15/16	½	14.190	14¼	1.610	1⅝	24	2 5/16	1⅛
×217	63.8	28.43	28⅜	0.830	13/16	7/16	14.115	14⅛	1.500	1½	24	2 3/16	1 1/16
×194	57.0	28.11	28⅛	0.750	¾	⅜	14.035	14	1.340	1 5/16	24	2 1/16	1
×178	52.3	27.81	27¾	0.725	¾	⅜	14.085	14⅛	1.190	1 3/16	24	1⅞	1 1/16
×161	47.4	27.59	27⅝	0.660	11/16	⅜	14.020	14	1.080	1 1/16	24	1 13/16	1
×146	42.9	27.38	27⅜	0.605	⅝	5/16	13.965	14	0.975	1	24	1 11/16	1
W27×129	37.8	27.63	27⅝	0.610	⅝	5/16	10.010	10	1.100	1⅛	24	1 13/16	15/16
×114	33.5	27.29	27¼	0.570	9/16	5/16	10.070	10⅛	0.930	15/16	24	1⅝	15/16
×102	30.0	27.09	27⅛	0.515	½	¼	10.015	10	0.830	13/16	24	1 9/16	15/16
×94	27.7	26.92	26⅞	0.490	½	¼	9.990	10	0.745	¾	24	1 7/16	15/16
×84	24.8	26.71	26¾	0.460	7/16	¼	9.960	10	0.640	⅝	24	1⅜	15/16
W24×492*	144	29.65	29⅝	1.970	2	1	14.115	14⅛	3.540	3 9/16	21	4 5/16	1 9/16
×408*	119	28.54	28½	1.650	1⅝	13/16	13.800	13¾	2.990	3	21	3¾	1⅜
×335*	98.4	27.52	27½	1.380	1⅜	11/16	13.520	13½	2.480	2½	21	3¼	1¼
×279*	82.0	26.73	26¾	1.160	1 3/16	⅝	13.305	13¼	2.090	2 1/16	21	2⅞	1⅛
×250*	73.5	26.34	26⅜	1.040	1 1/16	9/16	13.185	13⅛	1.890	1⅞	21	2 11/16	1⅛
×229	67.2	26.02	26	0.960	1	½	13.110	13⅛	1.730	1¾	21	2½	1
×207	60.7	25.71	25¾	0.870	⅞	7/16	13.010	13	1.570	1 9/16	21	2⅜	1
×192	56.3	25.47	25½	0.810	13/16	7/16	12.950	13	1.460	1 7/16	21	2¼	1
×176	51.7	25.24	25¼	0.750	¾	⅜	12.890	12⅞	1.340	1 5/16	21	2⅛	15/16
×162	47.7	25.00	25	0.705	11/16	⅜	12.955	13	1.220	1¼	21	2	1 1/16
×146	43.0	24.74	24¾	0.650	⅝	5/16	12.900	12⅞	1.090	1 1/16	21	1⅞	1 1/16
×131	38.5	24.48	24½	0.605	⅝	5/16	12.855	12⅞	0.960	15/16	21	1¾	1 1/16
×117	34.4	24.26	24¼	0.550	9/16	5/16	12.800	12¾	0.850	⅞	21	1⅝	1
×104	30.6	24.06	24	0.500	½	¼	12.750	12¾	0.750	¾	21	1½	1
W24×103	30.3	24.53	24½	0.550	9/16	5/16	9.000	9	0.980	1	21	1¾	13/16
×94	27.7	24.31	24¼	0.515	½	¼	9.065	9⅛	0.875	⅞	21	1⅝	1
×84	24.7	24.10	24⅛	0.470	½	¼	9.020	9	0.770	¾	21	1 9/16	15/16
×76	22.4	23.92	23⅞	0.440	7/16	¼	8.990	9	0.680	11/16	21	1 7/16	15/16
×68	20.1	23.73	23¾	0.415	7/16	¼	8.965	9	0.585	9/16	21	1⅜	15/16
W24×62	18.2	23.74	23¾	0.430	7/16	¼	7.040	7	0.590	9/16	21	1⅜	15/16
×55	16.2	23.57	23⅝	0.395	⅜	3/16	7.005	7	0.505	½	21	1 5/16	15/16

* Group 4 or Group 5 shape. See Notes in Table 1-2.

W SHAPES Properties



Nominal Wt. per ft	Compact Section Criteria					Elastic Properties						Plastic Modulus	
						Axis X-X			Axis Y-Y				
	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	F_y'''	X_1	$X_2 \times 10^6$	I	S	r	I	S	r	Z_x	Z_y
lb			ksi	ksi	$(1/\text{ksi})^2$	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{3}	in.^{3}
256	3.5	33.8	56	2840	2870	16800	895	14.9	528	86.5	2.65	1040	137
232	3.9	37.3	46	2580	4160	15000	809	14.8	468	77.2	2.62	936	122
210	4.5	39.1	42	2320	6560	13200	719	14.6	411	67.5	2.58	833	107
194	4.8	42.4	36	2140	8850	12100	664	14.6	375	61.9	2.56	767	97.7
182	5.1	44.8	32	2020	11300	11300	623	14.5	347	57.6	2.55	718	90.7
170	5.5	47.8	28	1900	14500	10500	580	14.5	320	53.2	2.53	668	83.8
160	5.9	50.0	26	1780	18600	9750	542	14.4	295	49.1	2.50	624	77.3
150	6.4	52.0	24	1680	24200	9040	504	14.3	270	45.1	2.47	581	70.9
135	7.6	54.1	22	1520	38000	7800	439	14.0	225	37.7	2.38	509	59.7
354	3.8	25.8	—	3540	1030	21900	1230	14.5	1460	181	3.74	1420	282
318	4.2	28.8	—	3200	1530	19500	1110	14.4	1290	161	3.71	1270	250
291	4.6	31.2	—	2940	2130	17700	1010	14.4	1160	146	3.69	1150	226
263	5.0	34.5	54	2670	3100	15800	917	14.3	1030	131	3.66	1040	202
241	5.7	36.1	49	2430	4590	14200	829	14.1	932	118	3.63	939	182
221	6.2	38.7	43	2240	6440	12800	757	14.1	840	106	3.59	855	164
201	6.8	41.9	36	2040	9390	11500	684	14.0	749	95.2	3.56	772	147
169	4.7	44.7	32	2160	8150	9290	549	13.7	310	53.9	2.50	629	84.4
152	5.5	47.2	29	1940	12900	8160	487	13.5	273	47.2	2.47	559	73.9
141	6.0	49.6	26	1800	17800	7450	448	13.4	246	42.7	2.43	514	66.9
130	6.7	51.7	24	1660	25100	6710	406	13.2	218	37.9	2.39	467	59.5
118	7.8	54.5	22	1510	37700	5900	359	13.0	187	32.6	2.32	415	51.3
477	2.7	16.6	—	5420	193	26100	1530	13.7	1970	249	3.75	1790	390
391	3.2	19.9	—	4510	386	20700	1250	13.5	1550	198	3.68	1430	310
326	3.7	23.7	—	3860	735	16800	1030	13.2	1240	162	3.61	1190	252
292	4.1	26.5	—	3460	1110	14900	928	13.2	1100	144	3.58	1060	223
261	4.6	29.0	—	3110	1690	13100	827	13.1	959	127	3.54	941	196
235	5.0	32.5	61	2820	2460	11700	746	13.0	855	114	3.52	845	175
211	5.7	34.9	53	2510	3950	10300	663	12.9	757	100	3.49	749	154
191	6.3	38.0	44	2280	5840	9170	598	12.8	673	89.5	3.46	673	138
173	7.0	41.2	38	2070	8540	8200	539	12.7	598	79.8	3.43	605	123
148	4.4	41.5	37	2310	6180	6680	436	12.4	227	43.3	2.28	500	68.0
132	5.3	43.9	33	2050	10500	5770	380	12.2	196	37.2	2.25	437	58.4
124	5.7	46.2	30	1930	13500	5360	355	12.1	181	34.4	2.23	408	54.0
116	6.2	47.8	28	1800	17700	4930	329	12.0	164	31.3	2.19	378	49.2
108	6.9	49.6	26	1680	24200	4470	299	11.9	146	27.9	2.15	346	43.9
99	7.8	51.9	24	1560	34100	3990	269	11.7	128	24.5	2.10	312	38.6
90	8.5	57.5	19	1430	47000	3620	245	11.7	115	22.1	2.09	283	34.7

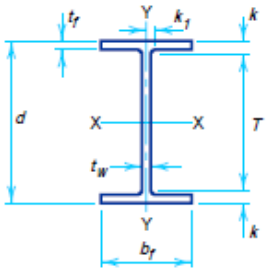


W SHAPES
Dimensions

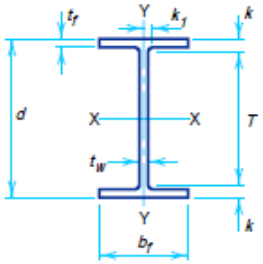
Designation	Area A	Depth d		Web Thickness t_w		Web $\frac{t_w}{2}$	Flange Width b_f		Flange Thickness t_f		Distance T	Distance k	Distance k_1
	in.^{2}	in.		in.		in.	in.		in.		in.	in.	in.
W27×539*	158	32.52	32½	1.970	2	1	15.255	15¼	3.540	3 9/16	24	4¼	1⅝
×448*	131	31.42	31⅜	1.650	1⅝	13/16	14.940	15	2.990	3	24	3 11/16	1½
×368*	108	30.39	30⅜	1.380	1⅜	11/16	14.665	14⅝	2.480	2½	24	3 3/16	1 5/16
×307*	90.2	29.61	29⅝	1.160	1 3/16	⅝	14.445	14½	2.090	2 1/16	24	2 13/16	1¼
×258	75.7	28.98	29	0.980	1	½	14.270	14¼	1.770	1¾	24	2½	1⅛
×235	69.1	28.66	28⅝	0.910	15/16	½	14.190	14¼	1.610	1⅝	24	2 5/16	1⅛
×217	63.8	28.43	28⅜	0.830	13/16	7/16	14.115	14⅛	1.500	1½	24	2 3/16	1 1/16
×194	57.0	28.11	28⅛	0.750	¾	⅜	14.035	14	1.340	1 5/16	24	2 1/16	1
×178	52.3	27.81	27¾	0.725	¾	⅜	14.085	14⅛	1.190	1 3/16	24	1⅞	1 1/16
×161	47.4	27.59	27⅝	0.660	11/16	⅜	14.020	14	1.080	1 1/16	24	1 13/16	1
×146	42.9	27.38	27⅜	0.605	⅝	5/16	13.965	14	0.975	1	24	1 11/16	1
W27×129	37.8	27.63	27⅝	0.610	⅝	5/16	10.010	10	1.100	1⅛	24	1 13/16	15/16
×114	33.5	27.29	27¼	0.570	9/16	5/16	10.070	10⅛	0.930	15/16	24	1⅝	15/16
×102	30.0	27.09	27⅛	0.515	½	¼	10.015	10	0.830	13/16	24	1 9/16	15/16
×94	27.7	26.92	26⅞	0.490	½	¼	9.990	10	0.745	¾	24	1 7/16	15/16
×84	24.8	26.71	26¾	0.460	7/16	¼	9.960	10	0.640	⅝	24	1⅜	15/16
W24×492*	144	29.65	29⅝	1.970	2	1	14.115	14⅛	3.540	3 9/16	21	4 5/16	1 9/16
×408*	119	28.54	28½	1.650	1⅝	13/16	13.800	13¾	2.990	3	21	3¾	1⅜
×335*	98.4	27.52	27½	1.380	1⅜	11/16	13.520	13½	2.480	2½	21	3¼	1¼
×279*	82.0	26.73	26¾	1.160	1 3/16	⅝	13.305	13¼	2.090	2 1/16	21	2⅞	1⅛
×250*	73.5	26.34	26⅜	1.040	1 1/16	9/16	13.185	13⅛	1.890	1⅞	21	2 11/16	1⅛
×229	67.2	26.02	26	0.960	1	½	13.110	13⅛	1.730	1¾	21	2½	1
×207	60.7	25.71	25¾	0.870	⅞	7/16	13.010	13	1.570	1 9/16	21	2⅜	1
×192	56.3	25.47	25½	0.810	13/16	7/16	12.950	13	1.460	1 7/16	21	2¼	1
×176	51.7	25.24	25¼	0.750	¾	⅜	12.890	12⅞	1.340	1 5/16	21	2⅛	15/16
×162	47.7	25.00	25	0.705	11/16	⅜	12.955	13	1.220	1¼	21	2	1 1/16
×146	43.0	24.74	24¾	0.650	⅝	5/16	12.900	12⅞	1.090	1 1/16	21	1⅞	1 1/16
×131	38.5	24.48	24½	0.605	⅝	5/16	12.855	12⅞	0.960	15/16	21	1¾	1 1/16
×117	34.4	24.26	24¼	0.550	9/16	5/16	12.800	12¾	0.850	⅞	21	1⅝	1
×104	30.6	24.06	24	0.500	½	¼	12.750	12¾	0.750	¾	21	1½	1
W24×103	30.3	24.53	24½	0.550	9/16	5/16	9.000	9	0.980	1	21	1¾	13/16
×94	27.7	24.31	24¼	0.515	½	¼	9.065	9⅛	0.875	⅞	21	1⅝	1
×84	24.7	24.10	24⅛	0.470	½	¼	9.020	9	0.770	¾	21	1 9/16	15/16
×76	22.4	23.92	23⅞	0.440	7/16	¼	8.990	9	0.680	11/16	21	1 7/16	15/16
×68	20.1	23.73	23¾	0.415	7/16	¼	8.965	9	0.585	9/16	21	1⅜	15/16
W24×62	18.2	23.74	23¾	0.430	7/16	¼	7.040	7	0.590	9/16	21	1⅜	15/16
×55	16.2	23.57	23⅝	0.395	⅜	3/16	7.005	7	0.505	½	21	1 5/16	15/16

* Group 4 or Group 5 shape. See Notes in Table 1-2.

W SHAPES Properties



Nominal Wt. per ft	Compact Section Criteria			X_1	$X_2 \times 10^6$	Elastic Properties						Plastic Modulus	
						Axis X-X			Axis Y-Y				
	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	F_y'''			I	S	r	I	S	r	Z_x	Z_y
lb			ksi	ksi	(1/ksi)^2	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{3}	in.^{3}
539	2.2	12.3	—	7160	66	25500	1570	12.7	2110	277	3.66	1880	437
448	2.5	14.7	—	6070	123	20400	1300	12.5	1670	224	3.57	1530	351
368	3.0	17.6	—	5100	243	16100	1060	12.2	1310	179	3.48	1240	279
307	3.5	20.9	—	4320	463	13100	884	12.0	1050	146	3.42	1020	227
258	4.0	24.7	—	3670	873	10800	742	11.9	859	120	3.37	850	187
235	4.4	26.6	—	3360	1230	9660	674	11.8	768	108	3.33	769	168
217	4.7	29.2	—	3120	1640	8870	624	11.8	704	99.8	3.32	708	154
194	5.2	32.3	61	2800	2520	7820	556	11.7	618	88.1	3.29	628	136
178	5.9	33.4	57	2550	3740	6990	502	11.6	555	78.8	3.26	567	122
161	6.5	36.7	47	2320	5370	6280	455	11.5	497	70.9	3.24	512	109
146	7.2	40.0	40	2110	7900	5630	411	11.4	443	63.5	3.21	461	97.5
129	4.5	39.7	41	2390	5340	4760	345	11.2	184	36.8	2.21	395	57.6
114	5.4	42.5	35	2100	9220	4090	299	11.0	159	31.5	2.18	343	49.3
102	6.0	47.0	29	1890	14000	3620	267	11.0	139	27.8	2.15	305	43.4
94	6.7	49.4	26	1740	19900	3270	243	10.9	124	24.8	2.12	278	38.8
84	7.8	52.7	23	1570	31100	2850	213	10.7	106	21.2	2.07	244	33.2
492	2.0	10.9	—	7950	43	19100	1290	11.5	1670	237	3.41	1550	375
408	2.3	13.1	—	6780	79	15100	1060	11.3	1320	191	3.33	1250	300
335	2.7	15.6	—	5700	156	11900	864	11.0	1030	152	3.23	1020	238
279	3.2	18.6	—	4840	297	9600	718	10.8	823	124	3.17	835	193
250	3.5	20.7	—	4370	436	8490	644	10.7	724	110	3.14	744	171
229	3.8	22.5	—	4020	605	7650	588	10.7	651	99.4	3.11	676	154
207	4.1	24.8	—	3650	876	6820	531	10.6	578	88.8	3.08	606	137
192	4.4	26.6	—	3410	1150	6260	491	10.5	530	81.8	3.07	559	126
176	4.8	28.7	—	3140	1590	5680	450	10.5	479	74.3	3.04	511	115
162	5.3	30.6	—	2870	2260	5170	414	10.4	443	68.4	3.05	468	105
146	5.9	33.2	58	2590	3420	4580	371	10.3	391	60.5	3.01	418	93.2
131	6.7	35.6	50	2330	5290	4020	329	10.2	340	53.0	2.97	370	81.5
117	7.5	39.2	42	2090	8190	3540	291	10.1	297	46.5	2.94	327	71.4
104	8.5	43.1	34	1860	12900	3100	258	10.1	259	40.7	2.91	289	62.4
103	4.6	39.2	42	2400	5280	3000	245	9.96	119	26.5	1.99	280	41.5
94	5.2	41.9	37	2180	7800	2700	222	9.87	109	24.0	1.98	254	37.5
84	5.9	45.9	30	1950	12200	2370	196	9.79	94.4	20.9	1.95	224	32.6
76	6.6	49.0	27	1760	18600	2100	176	9.69	82.5	18.4	1.92	200	28.6
68	7.7	52.0	24	1590	29000	1830	154	9.55	70.4	15.7	1.87	177	24.5
62	6.0	50.1	25	1700	25100	1550	131	9.23	34.5	9.80	1.38	153	15.7
55	6.9	54.6	21	1540	39600	1350	114	9.11	29.1	8.30	1.34	134	13.3

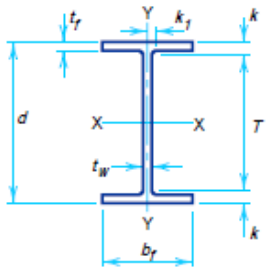


W SHAPES Dimensions

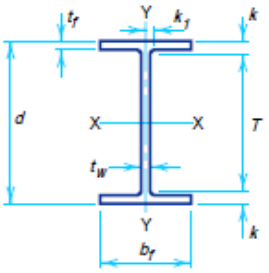
Designation	Area A	Depth d		Web Thickness t_w		Web $\frac{t_w}{2}$	Flange Width b_f		Flange Thickness t_f		Distance T	Distance k	Distance k_1
	in.^{2}	in.		in.		in.	in.		in.		in.	in.	in.
W21×201	59.2	23.03	23	0.910	15/16	1/2	12.575	12 5/8	1.630	1 5/8	18 1/4	2 3/8	1
×182	53.6	22.72	22 3/4	0.830	13/16	7/16	12.500	12 1/2	1.480	1 1/2	18 1/4	2 1/4	1
×166	48.8	22.48	22 1/2	0.750	3/4	3/8	12.420	12 3/8	1.360	1 3/8	18 1/4	2 1/8	15/16
×147	43.2	22.06	22	0.720	3/4	3/8	12.510	12 1/2	1.150	1 1/8	18 1/4	1 7/8	1 1/16
×132	38.8	21.83	21 7/8	0.650	5/8	5/16	12.440	12 1/2	1.035	1 1/16	18 1/4	1 13/16	1
×122	35.9	21.68	21 5/8	0.600	5/8	5/16	12.390	12 3/8	0.960	15/16	18 1/4	1 11/16	1
×111	32.7	21.51	21 1/2	0.550	9/16	5/16	12.340	12 3/8	0.875	7/8	18 1/4	1 5/8	15/16
×101	29.8	21.36	21 3/8	0.500	1/2	1/4	12.290	12 1/4	0.800	13/16	18 1/4	1 9/16	15/16
W21×93	27.3	21.62	21 5/8	0.580	9/16	5/16	8.420	8 3/8	0.930	15/16	18 1/4	1 11/16	1
×83	24.3	21.43	21 3/8	0.515	1/2	1/4	8.355	8 3/8	0.835	13/16	18 1/4	1 9/16	15/16
×73	21.5	21.24	21 1/4	0.455	7/16	1/4	8.295	8 1/4	0.740	3/4	18 1/4	1 1/2	15/16
×68	20.0	21.13	21 1/8	0.430	7/16	1/4	8.270	8 1/4	0.685	11/16	18 1/4	1 7/16	7/8
×62	18.3	20.99	21	0.400	3/8	3/16	8.240	8 1/4	0.615	5/8	18 1/4	1 3/8	7/8
W21×57	16.7	21.06	21	0.405	3/8	3/16	6.555	6 1/2	0.650	5/8	18 1/4	1 3/8	7/8
×50	14.7	20.83	20 7/8	0.380	3/8	3/16	6.530	6 1/2	0.535	9/16	18 1/4	1 5/16	7/8
×44	13.0	20.66	20 5/8	0.350	3/8	3/16	6.500	6 1/2	0.450	7/16	18 1/4	1 3/16	7/8
W18×311*	91.5	22.32	22 3/8	1.520	1 1/2	3/4	12.005	12	2.740	2 3/4	15 1/2	3 7/16	1 3/16
×283*	83.2	21.85	21 7/8	1.400	1 3/8	11/16	11.890	11 7/8	2.500	2 1/2	15 1/2	3 3/16	1 3/16
×258*	75.9	21.46	21 1/2	1.280	1 1/4	5/8	11.770	11 3/4	2.300	2 5/16	15 1/2	3	1 1/8
×234*	68.8	21.06	21	1.160	1 3/16	5/8	11.650	11 5/8	2.110	2 1/8	15 1/2	2 3/4	1
×211*	62.1	20.67	20 5/8	1.060	1 1/16	9/16	11.555	11 1/2	1.910	1 15/16	15 1/2	2 9/16	1
×192	56.4	20.35	20 3/8	0.960	1	1/2	11.455	11 1/2	1.750	1 3/4	15 1/2	2 7/16	15/16
×175	51.3	20.04	20	0.890	7/8	7/16	11.375	11 3/8	1.590	1 9/16	15 1/2	2 1/4	7/8
×158	46.3	19.72	19 3/4	0.810	13/16	7/16	11.300	11 1/4	1.440	1 7/16	15 1/2	2 1/8	7/8
×143	42.1	19.49	19 1/2	0.730	3/4	3/8	11.220	11 1/4	1.320	1 5/16	15 1/2	2	13/16
×130	38.2	19.25	19 1/4	0.670	11/16	3/8	11.160	11 1/8	1.200	1 3/16	15 1/2	1 7/8	13/16
W18×119	35.1	18.97	19	0.655	5/8	5/16	11.265	11 1/4	1.060	1 1/16	15 1/2	1 3/4	15/16
×106	31.1	18.73	18 3/4	0.590	9/16	5/16	11.200	11 1/4	0.940	15/16	15 1/2	1 5/8	15/16
×97	28.5	18.59	18 5/8	0.535	9/16	5/16	11.145	11 1/8	0.870	7/8	15 1/2	1 9/16	7/8
×86	25.3	18.39	18 3/8	0.480	1/2	1/4	11.090	11 1/8	0.770	3/4	15 1/2	1 7/16	7/8
×76	22.3	18.21	18 1/4	0.425	7/16	1/4	11.035	11	0.680	11/16	15 1/2	1 3/8	13/16
W18×71	20.8	18.47	18 1/2	0.495	1/2	1/4	7.635	7 5/8	0.810	13/16	15 1/2	1 1/2	7/8
×65	19.1	18.35	18 3/8	0.450	7/16	1/4	7.590	7 5/8	0.750	3/4	15 1/2	1 7/16	7/8
×60	17.6	18.24	18 1/4	0.415	7/16	1/4	7.555	7 1/2	0.695	11/16	15 1/2	1 3/8	13/16
×55	16.2	18.11	18 1/8	0.390	3/8	3/16	7.530	7 1/2	0.630	5/8	15 1/2	1 5/16	13/16
×50	14.7	17.99	18	0.355	3/8	3/16	7.495	7 1/2	0.570	9/16	15 1/2	1 1/4	13/16
W18×46	13.5	18.06	18	0.360	3/8	3/16	6.060	6	0.605	5/8	15 1/2	1 1/4	13/16
×40	11.8	17.90	17 7/8	0.315	5/16	3/16	6.015	6	0.525	1/2	15 1/2	1 3/16	13/16
×35	10.3	17.70	17 3/4	0.300	5/16	3/16	6.000	6	0.425	7/16	15 1/2	1 1/8	3/4

*Group 4 or Group 5 shape. See Notes in Table 1-2.

W SHAPES Properties



Nominal Wt. per ft	Compact Section Criteria					Elastic Properties						Plastic Modulus	
						Axis X-X			Axis Y-Y				
	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	F_y'''	X_1	$X_2 \times 10^6$	I	S	r	I	S	r	Z_x	Z_y
lb			ksi	ksi	$(1/\text{ksi})^2$	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{3}	in.^{3}
201	3.9	20.6	—	4290	453	5310	461	9.47	542	86.1	3.02	530	133
182	4.2	22.6	—	3910	649	4730	417	9.40	483	77.2	3.00	476	119
166	4.6	24.9	—	3590	904	4280	380	9.36	435	70.1	2.98	432	108
147	5.4	26.1	—	3140	1590	3630	329	9.17	376	60.1	2.95	373	92.6
132	6.0	28.9	—	2840	2350	3220	295	9.12	333	53.5	2.93	333	82.3
122	6.5	31.3	—	2630	3160	2960	273	9.09	305	49.2	2.92	307	75.6
111	7.1	34.1	55	2400	4510	2670	249	9.05	274	44.5	2.90	279	68.2
101	7.7	37.5	45	2200	6400	2420	227	9.02	248	40.3	2.89	253	61.7
93	4.5	32.3	61	2680	3460	2070	192	8.70	92.9	22.1	1.84	221	34.7
83	5.0	36.4	48	2400	5250	1830	171	8.67	81.4	19.5	1.83	196	30.5
73	5.6	41.2	38	2140	8380	1600	151	8.64	70.6	17.0	1.81	172	26.6
68	6.0	43.6	34	2000	10900	1480	140	8.60	64.7	15.7	1.80	160	24.4
62	6.7	46.9	29	1820	15900	1330	127	8.54	57.5	13.9	1.77	144	21.7
57	5.0	46.3	30	1960	13100	1170	111	8.36	30.6	9.35	1.35	129	14.8
50	6.1	49.4	26	1730	22600	984	94.5	8.18	24.9	7.64	1.30	110	12.2
44	7.2	53.6	22	1550	36600	843	81.6	8.06	20.7	6.36	1.26	95.4	10.2
311	2.2	10.6	—	8160	38	6960	624	8.72	795	132	2.95	753	207
283	2.4	11.5	—	7520	52	6160	564	8.61	704	118	2.91	676	185
258	2.6	12.5	—	6920	71	5510	514	8.53	628	107	2.88	611	166
234	2.8	13.8	—	6360	97	4900	466	8.44	558	95.8	2.85	549	149
211	3.0	15.1	—	5800	140	4330	419	8.35	493	85.3	2.82	490	132
192	3.3	16.7	—	5320	194	3870	380	8.28	440	76.8	2.79	442	119
175	3.6	18.0	—	4870	274	3450	344	8.20	391	68.8	2.76	398	106
158	3.9	19.8	—	4430	396	3060	310	8.12	347	61.4	2.74	356	94.8
143	4.2	21.9	—	4060	557	2750	282	8.09	311	55.5	2.72	322	85.4
130	4.6	23.9	—	3710	789	2460	256	8.03	278	49.9	2.70	291	76.7
119	5.3	24.5	—	3340	1210	2190	231	7.90	253	44.9	2.69	261	69.1
106	6.0	27.2	—	2990	1880	1910	204	7.84	220	39.4	2.66	230	60.5
97	6.4	30.0	—	2750	2580	1750	188	7.82	201	36.1	2.65	211	55.3
86	7.2	33.4	57	2460	4060	1530	166	7.77	175	31.6	2.63	186	48.4
76	8.1	37.8	45	2180	6520	1330	146	7.73	152	27.6	2.61	163	42.2
71	4.7	32.4	61	2680	3310	1170	127	7.50	60.3	15.8	1.70	145	24.7
65	5.1	35.7	50	2470	4540	1070	117	7.49	54.8	14.4	1.69	133	22.5
60	5.4	38.7	43	2290	6080	984	108	7.47	50.1	13.3	1.69	123	20.6
55	6.0	41.2	38	2110	8540	890	98.3	7.41	44.9	11.9	1.67	112	18.5
50	6.6	45.2	31	1920	12400	800	88.9	7.38	40.1	10.7	1.65	101	16.6
46	5.0	44.6	32	2060	10100	712	78.8	7.25	22.5	7.43	1.29	90.7	11.7
40	5.7	51.0	25	1810	17200	612	68.4	7.21	19.1	6.35	1.27	78.4	9.95
35	7.1	53.5	22	1590	30300	510	57.6	7.04	15.3	5.12	1.22	66.5	8.06

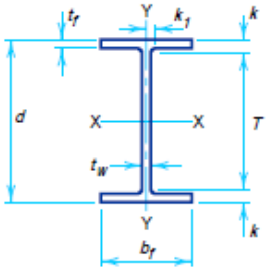


W SHAPES Dimensions

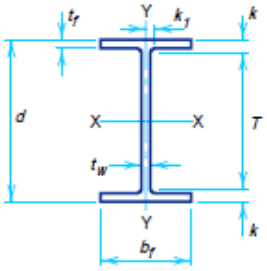
Designation	Area A	Depth d		Web Thickness t_w		Web $\frac{t_w}{2}$	Flange Width b_f		Flange Thickness t_f		Distance T	Distance k	Distance k_1
	in.^{2}	in.		in.		in.	in.		in.		in.	in.	in.
W16×100	29.4	16.97	17	0.585	9/16	5/16	10.425	10 3/8	0.985	1	13 5/8	1 11/16	15/16
×89	26.2	16.75	16 3/4	0.525	1/2	1/4	10.365	10 3/8	0.875	7/8	13 5/8	1 9/16	7/8
×77	22.6	16.52	16 1/2	0.455	7/16	1/4	10.295	10 1/4	0.760	3/4	13 5/8	1 7/16	7/8
×67	19.7	16.33	16 3/8	0.395	3/8	3/16	10.235	10 1/4	0.665	11/16	13 5/8	1 3/8	13/16
W16×57	16.8	16.43	16 3/8	0.430	7/16	1/4	7.120	7 1/8	0.715	11/16	13 5/8	1 3/8	7/8
×50	14.7	16.26	16 1/4	0.380	3/8	3/16	7.070	7 1/8	0.630	5/8	13 5/8	1 5/16	13/16
×45	13.3	16.13	16 1/8	0.345	3/8	3/16	7.035	7	0.565	9/16	13 5/8	1 1/4	13/16
×40	11.8	16.01	16	0.305	5/16	3/16	6.995	7	0.505	1/2	13 5/8	1 3/16	13/16
×36	10.6	15.86	15 7/8	0.295	5/16	3/16	6.985	7	0.430	7/16	13 5/8	1 1/8	3/4
W16×31	9.12	15.88	15 7/8	0.275	1/4	1/8	5.525	5 1/2	0.440	7/16	13 5/8	1 1/8	3/4
×26	7.68	15.69	15 3/4	0.250	1/4	1/8	5.500	5 1/2	0.345	3/8	13 5/8	1 1/16	3/4
W14×808*	237	22.84	22 7/8	3.740	3 3/4	1 7/8	18.560	18 1/2	5.120	5 1/8	11 1/4	5 13/16	2 1/2
×730*	215	22.42	22 3/8	3.070	3 1/16	1 9/16	17.890	17 7/8	4.910	4 15/16	11 1/4	5 9/16	2 3/16
×665*	196	21.64	21 5/8	2.830	2 13/16	1 7/16	17.650	17 5/8	4.520	4 1/2	11 1/4	5 3/16	2 1/16
×605*	178	20.92	20 7/8	2.595	2 5/8	1 5/16	17.415	17 3/8	4.160	4 3/16	11 1/4	4 13/16	1 15/16
×550*	162	20.24	20 1/4	2.380	2 3/8	1 3/16	17.200	17 1/4	3.820	3 13/16	11 1/4	4 1/2	1 13/16
×500*	147	19.60	19 5/8	2.190	2 3/16	1 1/8	17.010	17	3.500	3 1/2	11 1/4	4 3/16	1 3/4
×455*	134	19.02	19	2.015	2	1	16.835	16 7/8	3.210	3 3/16	11 1/4	3 7/8	1 5/8
W14×426*	125	18.67	18 5/8	1.875	1 7/8	15/16	16.695	16 3/4	3.035	3 1/16	11 1/4	3 11/16	1 9/16
×398*	117	18.29	18 1/4	1.770	1 3/4	7/8	16.590	16 5/8	2.845	2 7/8	11 1/4	3 1/2	1 1/2
×370*	109	17.92	17 7/8	1.655	1 5/8	13/16	16.475	16 1/2	2.660	2 11/16	11 1/4	3 5/16	1 7/16
×342*	101	17.54	17 1/2	1.540	1 9/16	13/16	16.360	16 3/8	2.470	2 1/2	11 1/4	3 1/8	1 3/8
×311*	91.4	17.12	17 1/8	1.410	1 7/16	3/4	16.230	16 1/4	2.260	2 1/4	11 1/4	2 15/16	1 5/16
×283*	83.3	16.74	16 3/4	1.290	1 5/16	11/16	16.110	16 1/8	2.070	2 1/16	11 1/4	2 3/4	1 1/4
×257*	75.6	16.38	16 3/8	1.175	1 3/16	5/8	15.995	16	1.890	1 7/8	11 1/4	2 9/16	1 3/16
×233*	68.5	16.04	16	1.070	1 1/16	9/16	15.890	15 7/8	1.720	1 3/4	11 1/4	2 3/8	1 3/16
×211	62.0	15.72	15 3/4	0.980	1	1/2	15.800	15 3/4	1.560	1 9/16	11 1/4	2 1/4	1 1/8
×193	56.8	15.48	15 1/2	0.890	7/8	7/16	15.710	15 3/4	1.440	1 7/16	11 1/4	2 1/8	1 1/16
×176	51.8	15.22	15 1/4	0.830	13/16	7/16	15.650	15 5/8	1.310	1 5/16	11 1/4	2	1 1/16
×159	46.7	14.98	15	0.745	3/4	3/8	15.565	15 5/8	1.190	1 3/16	11 1/4	1 7/8	1
×145	42.7	14.78	14 3/4	0.680	11/16	3/8	15.500	15 1/2	1.090	1 1/16	11 1/4	1 3/4	1

*Group 4 or Group 5 shape. See Notes in Table 1-2.

W SHAPES Properties



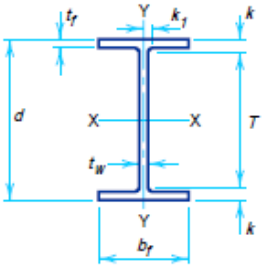
Nominal Wt. per ft	Compact Section Criteria					Elastic Properties						Plastic Modulus	
						Axis X-X			Axis Y-Y				
	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	F_y'''	X_1	$X_2 \times 10^6$	I	S	r	I	S	r	Z_x	Z_y
lb			ksi	ksi	$(1/\text{ksi})^2$	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{3}	in.^{3}
100	5.3	24.3	—	3450	1040	1490	175	7.10	186	35.7	2.51	198	54.9
89	5.9	27.0	—	3090	1630	1300	155	7.05	163	31.4	2.49	175	48.1
77	6.8	31.2	—	2680	2790	1110	134	7.00	138	26.9	2.47	150	41.1
67	7.7	35.9	50	2350	4690	954	117	6.96	119	23.2	2.46	130	35.5
57	5.0	33.0	59	2650	3400	758	92.2	6.72	43.1	12.1	1.60	105	18.9
50	5.6	37.4	46	2340	5530	659	81.0	6.68	37.2	10.5	1.59	92.0	16.3
45	6.2	41.2	38	2120	8280	586	72.7	6.65	32.8	9.34	1.57	82.3	14.5
40	6.9	46.6	30	1890	12900	518	64.7	6.63	28.9	8.25	1.57	72.9	12.7
36	8.1	48.1	28	1700	20800	448	56.5	6.51	24.5	7.00	1.52	64.0	10.8
31	6.3	51.6	24	1740	20000	375	47.2	6.41	12.4	4.49	1.17	54.0	7.03
26	8.0	56.8	20	1470	40900	301	38.4	6.26	9.59	3.49	1.12	44.2	5.48
808	1.8	3.4	—	18900	1.45	16000	1400	8.21	5510	594	4.82	1834	927
730	1.8	3.7	—	17500	1.90	14300	1280	8.17	4720	527	4.69	1660	816
665	2.0	4.0	—	16300	2.50	12400	1150	7.98	4170	472	4.62	1480	730
605	2.1	4.4	—	15100	3.20	10800	1040	7.80	3680	423	4.55	1320	652
550	2.3	4.8	—	14200	4.20	9430	931	7.63	3250	378	4.49	1180	583
500	2.4	5.2	—	13100	5.50	8210	838	7.48	2880	339	4.43	1050	522
455	2.6	5.7	—	12200	7.30	7190	756	7.33	2560	304	4.38	936	468
426	2.8	6.1	—	11500	8.90	6600	707	7.26	2360	283	4.34	869	434
398	2.9	6.4	—	10900	11.0	6000	656	7.16	2170	262	4.31	801	402
370	3.1	6.9	—	10300	13.9	5440	607	7.07	1990	241	4.27	736	370
342	3.3	7.4	—	9600	17.9	4900	559	6.98	1810	221	4.24	672	338
311	3.6	8.1	—	8820	24.4	4330	506	6.88	1610	199	4.20	603	304
283	3.9	8.8	—	8120	33.4	3840	459	6.79	1440	179	4.17	542	274
257	4.2	9.7	—	7460	46.1	3400	415	6.71	1290	161	4.13	487	246
233	4.6	10.7	—	6820	64.9	3010	375	6.63	1150	145	4.10	436	221
211	5.1	11.6	—	6230	91.8	2660	338	6.55	1030	130	4.07	390	198
193	5.5	12.8	—	5740	125	2400	310	6.50	931	119	4.05	355	180
176	6.0	13.7	—	5280	173	2140	281	6.43	838	107	4.02	320	163
159	6.5	15.3	—	4790	249	1900	254	6.38	748	96.2	4.00	287	146
145	7.1	16.8	—	4400	348	1710	232	6.33	677	87.3	3.98	260	133



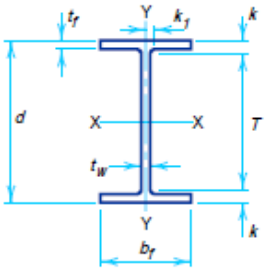
W SHAPES Dimensions

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

W SHAPES Properties



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

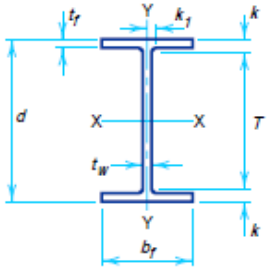


W SHAPES Dimensions

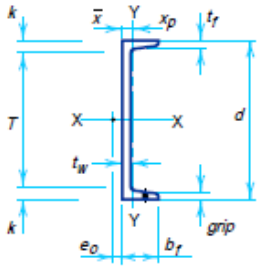
Designation	Area A	Depth d		Web Thickness t_w		Web $\frac{t_w}{2}$	Flange Width b_f		Flange Thickness t_f		Distance T	Distance k	Distance k_1
	in.^{2}	in.		in.		in.	in.		in.		in.	in.	in.
W12×336*	98.8	16.82	16 7/8	1.775	1 3/4	7/8	13.385	13 3/8	2.955	2 15/16	9 1/2	3 11/16	1 1/2
×305*	89.6	16.32	16 3/8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

*Group 4 or Group 5 shape. See Notes in Table 1-2.

W SHAPES Properties



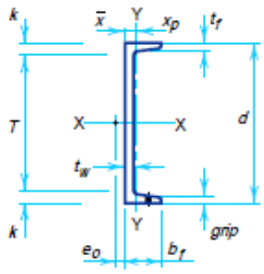
Nominal Wt. per ft	Compact Section Criteria			X_1	$X_2 \times 10^6$	Elastic Properties						Plastic Modulus	
						Axis X-X			Axis Y-Y				
	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	F_y'''			I	S	r	I	S	r	Z_x	Z_y
lb			ksi	ksi	$(1/\text{ksi})^2$	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{3}	in.^{3}
336	2.3	5.5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



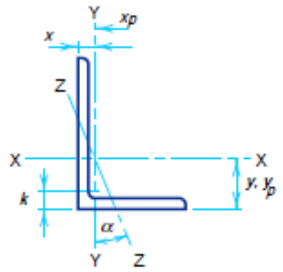
CHANNELS
AMERICAN STANDARD
Dimensions

Designation	Area A	Depth d	Web Thickness t_w		Web $\frac{t_w}{2}$	Flange Width b_f		Flange Thickness t_f		Distance T	Distance k	Grip	Max. Flge. Fastener
	in.^{2}	in.	in.		in.	in.		in.		in.	in.	in.	in.
C15×50	14.7	15.00	0.716	11/16	3/8	3.716	3 3/4	0.650	5/8	12 1/8	1 7/16	5/8	1
×40	11.8	15.00	0.520	1/2	1/4	3.520	3 1/2	0.650	5/8	12 1/8	1 7/16	5/8	1
×33.9	9.96	15.00	0.400	3/8	3/16	3.400	3 3/8	0.650	5/8	12 1/8	1 7/16	5/8	1
C12×30	8.82	12.00	0.510	1/2	1/4	3.170	3 1/8	0.501	1/2	9 3/4	1 1/8	1/2	7/8
×25	7.35	12.00	0.387	3/8	3/16	3.047	3	0.501	1/2	9 3/4	1 1/8	1/2	7/8
×20.7	6.09	12.00	0.282	5/16	1/8	2.942	3	0.501	1/2	9 3/4	1 1/8	1/2	7/8
C10×30	8.82	10.00	0.673	11/16	5/16	3.033	3	0.436	7/16	8	1	7/16	3/4
×25	7.35	10.00	0.526	1/2	1/4	2.886	2 7/8	0.436	7/16	8	1	7/16	3/4
×20	5.88	10.00	0.379	3/8	3/16	2.739	2 3/4	0.436	7/16	8	1	7/16	3/4
×15.3	4.49	10.00	0.240	1/4	1/8	2.600	2 5/8	0.436	7/16	8	1	7/16	3/4
C9×20	5.88	9.00	0.448	7/16	1/4	2.648	2 5/8	0.413	7/16	7 1/8	15/16	7/16	3/4
×15	4.41	9.00	0.285	5/16	1/8	2.485	2 1/2	0.413	7/16	7 1/8	15/16	7/16	3/4
×13.4	3.94	9.00	0.233	1/4	1/8	2.433	2 3/8	0.413	7/16	7 1/8	15/16	7/16	3/4
C8×18.75	5.51	8.00	0.487	1/2	1/4	2.527	2 1/2	0.390	3/8	6 1/8	15/16	3/8	3/4
×13.75	4.04	8.00	0.303	5/16	1/8	2.343	2 3/8	0.390	3/8	6 1/8	15/16	3/8	3/4
×11.5	3.38	8.00	0.220	1/4	1/8	2.260	2 1/4	0.390	3/8	6 1/8	15/16	3/8	3/4
C7×12.25	3.60	7.00	0.314	5/16	3/16	2.194	2 1/4	0.366	3/8	5 1/4	7/8	3/8	5/8
×9.8	2.87	7.00	0.210	3/16	1/8	2.090	2 1/8	0.366	3/8	5 1/4	7/8	3/8	5/8
C6×13	3.83	6.00	0.437	7/16	3/16	2.157	2 1/8	0.343	5/16	4 3/8	13/16	5/16	5/8
×10.5	3.09	6.00	0.314	5/16	3/16	2.034	2	0.343	5/16	4 3/8	13/16	3/8	5/8
×8.2	2.40	6.00	0.200	3/16	1/8	1.920	1 7/8	0.343	5/16	4 3/8	13/16	5/16	5/8
C5×9	2.64	5.00	0.325	5/16	3/16	1.885	1 7/8	0.320	5/16	3 1/2	3/4	5/16	5/8
×6.7	1.97	5.00	0.190	3/16	1/8	1.750	1 3/4	0.320	5/16	3 1/2	3/4	—	—
C4×7.25	2.13	4.00	0.321	5/16	3/16	1.721	1 3/4	0.296	5/16	2 5/8	11/16	5/16	5/8
×5.4	1.59	4.00	0.184	3/16	1/16	1.584	1 5/8	0.296	5/16	2 5/8	11/16	—	—
C3×6	1.76	3.00	0.356	3/8	3/16	1.596	1 5/8	0.273	1/4	1 5/8	11/16	—	—
×5	1.47	3.00	0.258	1/4	1/8	1.498	1 1/2	0.273	1/4	1 5/8	11/16	—	—
×4.1	1.21	3.00	0.170	3/16	1/16	1.410	1 3/8	0.273	1/4	1 5/8	11/16	—	—

CHANNELS
AMERICAN STANDARD
Properties



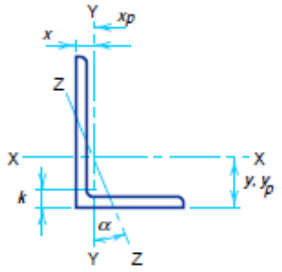
Nominal Wt. per ft	$\bar{x}$	Shear Center Location e_o	PNA Location x_p	Axis X-X				Axis Y-Y			
				I	Z	S	r	I	Z	S	r
lb	in.	in.	in.	in.^{4}	in.^{3}	in.^{3}	in.	in.^{4}	in.^{3}	in.^{3}	in.
50	0.798	0.583	0.488	404	68.2	53.8	5.24	11.0	8.17	3.78	0.867
40	0.777	0.767	0.390	349	57.2	46.5	5.44	9.23	6.87	3.37	0.886
33.9	0.787	0.896	0.330	315	50.4	42.0	5.62	8.13	6.23	3.11	0.904
30	0.674	0.618	0.366	162	33.6	27.0	4.29	5.14	4.33	2.06	0.763
25	0.674	0.746	0.305	144	29.2	24.1	4.43	4.47	3.84	1.88	0.780
20.7	0.698	0.870	0.252	129	25.4	21.5	4.61	3.88	3.49	1.73	0.799
30	0.649	0.369	0.439	103	26.6	20.7	3.42	3.94	3.78	1.65	0.669
25	0.617	0.494	0.366	91.2	23.0	18.2	3.52	3.36	3.19	1.48	0.676
20	0.606	0.637	0.292	78.9	19.3	15.8	3.66	2.81	2.71	1.32	0.692
15.3	0.634	0.796	0.223	67.4	15.8	13.5	3.87	2.28	2.35	1.16	0.713
20	0.583	0.515	0.325	60.9	16.8	13.5	3.22	2.42	2.47	1.17	0.642
15	0.586	0.682	0.243	51.0	13.5	11.3	3.40	1.93	2.05	1.01	0.661
13.4	0.601	0.743	0.217	47.9	12.5	10.6	3.48	1.76	1.95	0.962	0.669
18.75	0.565	0.431	0.343	44.0	13.8	11.0	2.82	1.98	2.17	1.01	0.599
13.75	0.553	0.604	0.251	36.1	10.9	9.03	2.99	1.53	1.73	0.854	0.615
11.5	0.571	0.697	0.209	32.6	9.55	8.14	3.11	1.32	1.58	0.781	0.625
12.25	0.525	0.538	0.255	24.2	8.40	6.93	2.60	1.17	1.43	0.703	0.571
9.8	0.540	0.647	0.203	21.3	7.12	6.08	2.72	0.968	1.26	0.625	0.581
13	0.514	0.380	0.317	17.4	7.26	5.80	2.13	1.05	1.36	0.642	0.525
10.5	0.499	0.486	0.255	15.2	6.15	5.06	2.22	0.866	1.15	0.564	0.529
8.2	0.511	0.599	0.198	13.1	5.13	4.38	2.34	0.693	0.993	0.492	0.537
9	0.478	0.427	0.262	8.90	4.36	3.56	1.83	0.632	0.918	0.450	0.489
6.7	0.484	0.552	0.217	7.49	3.51	3.00	1.95	0.479	0.763	0.378	0.493
7.25	0.459	0.386	0.264	4.59	2.81	2.29	1.47	0.433	0.697	0.343	0.450
5.4	0.457	0.502	0.241	3.85	2.26	1.93	1.56	0.319	0.569	0.283	0.449
6	0.455	0.322	0.291	2.07	1.72	1.38	1.08	0.305	0.544	0.268	0.416
5	0.438	0.392	0.242	1.85	1.50	1.24	1.12	0.247	0.466	0.233	0.410
4.1	0.436	0.461	0.284	1.66	1.30	1.10	1.17	0.197	0.401	0.202	0.404



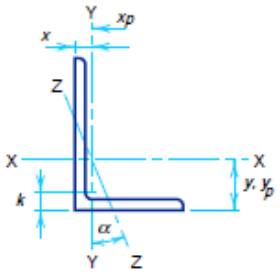
ANGLES
Equal legs and unequal legs
Properties for designing

Size and Thickness	k	Weight per ft	Area	Axis X-X					
				I	S	r	y	Z	y_p
in.	in.	lb	in.^{2}	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.	in.^{3}	in.
L8×8×1⅛	1¾	56.9	16.7	98.0	17.5	2.42	2.41	31.6	1.05
1	1⅝	51.0	15.0	89.0	15.8	2.44	2.37	28.5	0.938
⅞	1½	45.0	13.2	79.6	14.0	2.45	2.33	25.3	0.827
¾	1⅜	38.9	11.4	69.7	12.2	2.47	2.28	22.0	0.715
⅝	1¼	32.7	9.61	59.4	10.3	2.49	2.23	18.6	0.601
9/16	1 3/16	29.6	8.68	54.1	9.34	2.50	2.21	16.8	0.543
½	1⅛	26.4	7.75	48.6	8.36	2.50	2.19	15.1	0.484
L8×6×1	1½	44.2	13.0	80.8	15.1	2.49	2.65	27.3	1.50
⅞	1⅜	39.1	11.5	72.3	13.4	2.51	2.61	24.2	1.44
¾	1¼	33.8	9.94	63.4	11.7	2.53	2.56	21.1	1.38
⅝	1⅛	28.5	8.36	54.1	9.87	2.54	2.52	17.9	1.31
9/16	1 1/16	25.7	7.56	49.3	8.95	2.55	2.50	16.2	1.28
½	1	23.0	6.75	44.3	8.02	2.56	2.47	14.5	1.25
7/16	15/16	20.2	5.93	39.2	7.07	2.57	2.45	12.8	1.22
L8×4×1	1½	37.4	11.0	69.6	14.1	2.52	3.05	24.3	2.50
⅞	1⅜	33.1	9.73	62.5	12.5	2.53	3.00	21.6	2.44
¾	1¼	28.7	8.44	54.9	10.9	2.55	2.95	18.9	2.38
⅝	1⅛	24.2	7.11	46.9	9.21	2.57	2.91	16.0	2.31
9/16	1 1/16	21.9	6.43	42.8	8.35	2.58	2.88	14.5	2.28
½	1	19.6	5.75	38.5	7.49	2.59	2.86	13.0	2.25
7/16	15/16	17.2	5.06	34.1	6.60	2.60	2.83	11.5	2.22
L7×4×¾	1¼	26.2	7.69	37.8	8.42	2.22	2.51	14.8	1.88
⅝	1⅛	22.1	6.48	32.4	7.14	2.24	2.46	12.6	1.81
½	1	17.9	5.25	26.7	5.81	2.25	2.42	10.3	1.75
7/16	15/16	15.7	4.62	23.7	5.13	2.26	2.39	9.09	1.72
⅜	⅞	13.6	3.98	20.6	4.44	2.27	2.37	7.87	1.69

ANGLES
Equal legs and unequal legs
Properties for designing



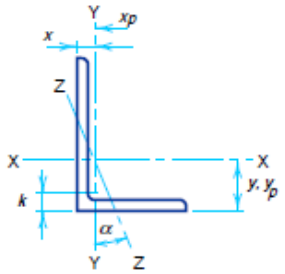
Size and Thickness	Axis Y-Y						Axis Z-Z	
	I	S	r	x	Z	x_p	r	Tan α
in.	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.	in.^{3}	in.	in.	
L8×8×1⅛	98.0	17.5	2.42	2.41	31.6	1.05	1.56	1.000
1	89.0	15.8	2.44	2.37	28.5	0.938	1.56	1.000
⅞	79.6	14.0	2.45	2.33	25.3	0.827	1.57	1.000
¾	69.7	12.2	2.47	2.28	22.0	0.715	1.58	1.000
⅝	59.4	10.3	2.49	2.23	18.6	0.601	1.58	1.000
9/16	54.1	9.34	2.50	2.21	16.8	0.543	1.59	1.000
½	48.6	8.36	2.50	2.19	15.1	0.484	1.59	1.000
L8×6×1	38.8	8.92	1.73	1.65	16.2	0.813	1.28	0.543
⅞	34.9	7.94	1.74	1.61	14.4	0.718	1.28	0.547
¾	30.7	6.92	1.76	1.56	12.5	0.621	1.29	0.551
⅝	26.3	5.88	1.77	1.52	10.5	0.522	1.29	0.554
9/16	24.0	5.34	1.78	1.50	9.52	0.472	1.30	0.556
½	21.7	4.79	1.79	1.47	8.51	0.422	1.30	0.558
7/16	19.3	4.23	1.80	1.45	7.50	0.371	1.31	0.560
L8×4×1	11.6	3.94	1.03	1.05	7.72	0.688	0.846	0.247
⅞	10.5	3.51	1.04	0.999	6.77	0.608	0.848	0.253
¾	9.36	3.07	1.05	0.953	5.81	0.527	0.852	0.258
⅝	8.10	2.62	1.07	0.905	4.86	0.444	0.857	0.262
9/16	7.43	2.38	1.07	0.882	4.38	0.402	0.861	0.265
½	6.74	2.15	1.08	0.859	3.90	0.359	0.865	0.267
7/16	6.02	1.90	1.09	0.835	3.42	0.316	0.869	0.269
L7×4×¾	9.05	3.03	1.09	1.01	5.65	0.549	0.860	0.324
⅝	7.84	2.58	1.10	0.963	4.74	0.463	0.865	0.329
½	6.53	2.12	1.11	0.917	3.83	0.375	0.872	0.335
7/16	5.83	1.88	1.12	0.893	3.37	0.330	0.875	0.337
⅜	5.10	1.63	1.13	0.870	2.90	0.285	0.880	0.340



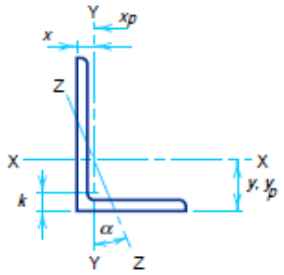
ANGLES
Equal legs and unequal legs
Properties for designing

Size and Thickness	k	Weight per ft	Area	Axis X-X					
				I	S	r	y	Z	y_p
in.	in.	lb	in.^{2}	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.	in.^{3}	in.
L6×6×1	1½	37.4	11.0	35.5	8.57	1.80	1.86	15.5	0.917
⅞	1⅜	33.1	9.73	31.9	7.63	1.81	1.82	13.8	0.811
¾	1¼	28.7	8.44	28.2	6.66	1.83	1.78	12.0	0.703
⅝	1⅛	24.2	7.11	24.2	5.66	1.84	1.73	10.2	0.592
9/16	1 1/16	21.9	6.43	22.1	5.14	1.85	1.71	9.26	0.536
½	1	19.6	5.75	19.9	4.61	1.86	1.68	8.31	0.479
7/16	15/16	17.2	5.06	17.7	4.08	1.87	1.66	7.34	0.422
⅜	⅞	14.9	4.36	15.4	3.53	1.88	1.64	6.35	0.363
5/16	13/16	12.4	3.65	13.0	2.97	1.89	1.62	5.35	0.304
L6×4×⅞	1⅜	27.2	7.98	27.7	7.15	1.86	2.12	12.7	1.44
¾	1¼	23.6	6.94	24.5	6.25	1.88	2.08	11.2	1.38
⅝	1⅛	20.0	5.86	21.1	5.31	1.90	2.03	9.51	1.31
9/16	1 1/16	18.1	5.31	19.3	4.83	1.90	2.01	8.66	1.28
½	1	16.2	4.75	17.4	4.33	1.91	1.99	7.78	1.25
7/16	15/16	14.3	4.18	15.5	3.83	1.92	1.96	6.88	1.22
⅜	⅞	12.3	3.61	13.5	3.32	1.93	1.94	5.97	1.19
5/16	13/16	10.3	3.03	11.4	2.79	1.94	1.92	5.03	1.16
L6×3½×½	1	15.3	4.50	16.6	4.24	1.92	2.08	7.50	1.50
⅜	⅞	11.7	3.42	12.9	3.24	1.94	2.04	5.76	1.44
5/16	13/16	9.80	2.87	10.9	2.73	1.95	2.01	4.85	1.41
L5×5×⅞	1⅜	27.2	7.98	17.8	5.17	1.49	1.57	9.33	0.798
¾	1¼	23.6	6.94	15.7	4.53	1.51	1.52	8.16	0.694
⅝	1⅛	20.0	5.86	13.6	3.86	1.52	1.48	6.95	0.586
½	1	16.2	4.75	11.3	3.16	1.54	1.43	5.68	0.475
7/16	15/16	14.3	4.18	10.0	2.79	1.55	1.41	5.03	0.418
⅜	⅞	12.3	3.61	8.74	2.42	1.56	1.39	4.36	0.361
5/16	13/16	10.3	3.03	7.42	2.04	1.57	1.37	3.68	0.303

ANGLES
Equal legs and unequal legs
Properties for designing



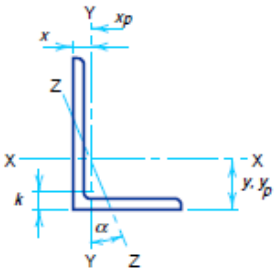
Size and Thickness	Axis Y-Y						Axis Z-Z	
	I	S	r	x	Z	x_p	r	Tan α
in.	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.	in.^{3}	in.	in.	
L6×6×1	35.5	8.57	1.80	1.86	15.5	0.917	1.17	1.000
7/8	31.9	7.63	1.81	1.82	13.8	0.811	1.17	1.000
3/4	28.2	6.66	1.83	1.78	12.0	0.703	1.17	1.000
5/8	24.2	5.66	1.84	1.73	10.2	0.592	1.18	1.000
9/16	22.1	5.14	1.85	1.71	9.26	0.536	1.18	1.000
1/2	19.9	4.61	1.86	1.68	8.31	0.479	1.18	1.000
7/16	17.7	4.08	1.87	1.66	7.34	0.422	1.19	1.000
3/8	15.4	3.53	1.88	1.64	6.35	0.363	1.19	1.000
5/16	13.0	2.97	1.89	1.62	5.35	0.304	1.20	1.000
L6×4×7/8	9.75	3.39	1.11	1.12	6.31	0.665	0.857	0.421
3/4	8.68	2.97	1.12	1.08	5.47	0.578	0.860	0.428
5/8	7.52	2.54	1.13	1.03	4.62	0.488	0.864	0.435
9/16	6.91	2.31	1.14	1.01	4.19	0.442	0.866	0.438
1/2	6.27	2.08	1.15	0.987	3.75	0.396	0.870	0.440
7/16	5.60	1.85	1.16	0.964	3.30	0.349	0.873	0.443
3/8	4.90	1.60	1.17	0.941	2.85	0.301	0.877	0.446
5/16	4.18	1.35	1.17	0.918	2.40	0.252	0.882	0.448
L6×3½×½	4.25	1.59	0.972	0.833	2.91	0.375	0.759	0.344
3/8	3.34	1.23	0.988	0.787	2.20	0.285	0.767	0.350
5/16	2.85	1.04	0.996	0.763	1.85	0.239	0.772	0.352
L5×5×7/8	17.8	5.17	1.49	1.57	9.33	0.798	0.973	1.000
3/4	15.7	4.53	1.51	1.52	8.16	0.694	0.975	1.000
5/8	13.6	3.86	1.52	1.48	6.95	0.586	0.978	1.000
1/2	11.3	3.16	1.54	1.43	5.68	0.475	0.983	1.000
7/16	10.0	2.79	1.55	1.41	5.03	0.418	0.986	1.000
3/8	8.74	2.42	1.56	1.39	4.36	0.361	0.990	1.000
5/16	7.42	2.04	1.57	1.37	3.68	0.303	0.994	1.000



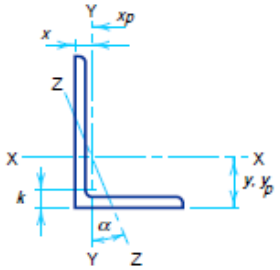
ANGLES
Equal legs and unequal legs
Properties for designing

Size and Thickness	k	Weight per ft	Area	Axis X-X					
				I	S	r	y	Z	y_p
in.	in.	lb	in.^{2}	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.	in.^{3}	in.
L5×3½×¾	1¼	19.8	5.81	13.9	4.28	1.55	1.75	7.65	1.13
⅝	1⅛	16.8	4.92	12.0	3.65	1.56	1.70	6.55	1.06
½	1	13.6	4.00	9.99	2.99	1.58	1.66	5.38	1.00
⅜	⅞	10.4	3.05	7.78	2.29	1.60	1.61	4.14	0.938
5/16	13/16	8.70	2.56	6.60	1.94	1.61	1.59	3.49	0.906
¼	¾	7.00	2.06	5.39	1.57	1.62	1.56	2.83	0.875
L5×3×½	1	12.8	3.75	9.45	2.91	1.59	1.75	5.16	1.25
7/16	15/16	11.3	3.31	8.43	2.58	1.60	1.73	4.57	1.22
⅜	⅞	9.80	2.86	7.37	2.24	1.61	1.70	3.97	1.19
5/16	13/16	8.20	2.40	6.26	1.89	1.61	1.68	3.36	1.16
¼	¾	6.60	1.94	5.11	1.53	1.62	1.66	2.72	1.13
L4×4×¾	1⅛	18.5	5.44	7.67	2.81	1.19	1.27	5.07	0.680
⅝	1	15.7	4.61	6.66	2.40	1.20	1.23	4.33	0.576
½	⅞	12.8	3.75	5.56	1.97	1.22	1.18	3.56	0.469
7/16	13/16	11.3	3.31	4.97	1.75	1.23	1.16	3.16	0.414
⅜	¾	9.80	2.86	4.36	1.52	1.23	1.14	2.74	0.357
5/16	11/16	8.20	2.40	3.71	1.29	1.24	1.12	2.32	0.300
¼	⅝	6.60	1.94	3.04	1.05	1.25	1.09	1.88	0.242
L4×3½×½	15/16	11.9	3.50	5.32	1.94	1.23	1.25	3.50	0.500
⅜	13/16	9.10	2.67	4.18	1.49	1.25	1.21	2.71	0.438
5/16	¾	7.70	2.25	3.56	1.26	1.26	1.18	2.29	0.406
¼	11/16	6.20	1.81	2.91	1.03	1.27	1.16	1.86	0.375

ANGLES
Equal legs and unequal legs
Properties for designing



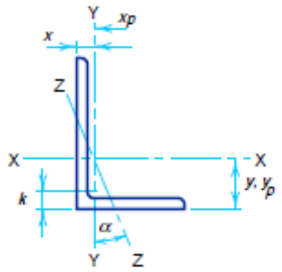
Size and Thickness	Axis Y-Y						Axis Z-Z	
	I	S	r	x	Z	x_p	r	Tan α
in.	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.	in.^{3}	in.	in.	
L5×3½×¾	5.55	2.22	0.977	0.996	4.10	0.581	0.748	0.464
⅝	4.83	1.90	0.991	0.951	3.47	0.492	0.751	0.472
½	4.05	1.56	1.01	0.906	2.83	0.400	0.755	0.479
⅜	3.18	1.21	1.02	0.861	2.16	0.305	0.762	0.486
5/16	2.72	1.02	1.03	0.838	1.82	0.256	0.766	0.489
¼	2.23	0.830	1.04	0.814	1.47	0.206	0.770	0.492
L5×3×½	2.58	1.15	0.829	0.750	2.11	0.375	0.648	0.357
7/16	2.32	1.02	0.837	0.727	1.86	0.331	0.651	0.361
⅜	2.04	0.888	0.845	0.704	1.60	0.286	0.654	0.364
5/16	1.75	0.753	0.853	0.681	1.35	0.240	0.658	0.368
¼	1.44	0.614	0.861	0.657	1.09	0.194	0.663	0.371
L4×4×¾	7.67	2.81	1.19	1.27	5.07	0.680	0.778	1.000
⅝	6.66	2.40	1.20	1.23	4.33	0.576	0.779	1.000
½	5.56	1.97	1.22	1.18	3.56	0.469	0.782	1.000
7/16	4.97	1.75	1.23	1.16	3.16	0.414	0.785	1.000
⅜	4.36	1.52	1.23	1.14	2.74	0.357	0.788	1.000
5/16	3.71	1.29	1.24	1.12	2.32	0.300	0.791	1.000
¼	3.04	1.05	1.25	1.09	1.88	0.242	0.795	1.000
L4×3½×½	3.79	1.52	1.04	1.00	2.73	0.438	0.722	0.750
⅜	2.95	1.16	1.06	0.955	2.11	0.334	0.727	0.755
5/16	2.55	0.994	1.07	0.932	1.78	0.281	0.730	0.757
¼	2.09	0.808	1.07	0.909	1.44	0.227	0.734	0.759



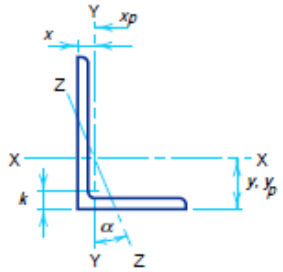
ANGLES
Equal legs and unequal legs
Properties for designing

Size and Thickness	k	Weight per ft	Area	Axis X-X					
				I	S	r	y	Z	y_p
in.	in.	lb	in.	in.^{2}	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{3}	in.
L4×3×5/8	1 1/16	13.6	3.98	6.03	2.30	1.23	1.37	4.12	0.813
1/2	15/16	11.1	3.25	5.05	1.89	1.25	1.33	3.41	0.750
7/16	7/8	9.80	2.87	4.52	1.68	1.25	1.30	3.03	0.719
3/8	13/16	8.50	2.48	3.96	1.46	1.26	1.28	2.64	0.688
5/16	3/4	7.20	2.09	3.38	1.23	1.27	1.26	2.23	0.656
1/4	11/16	5.80	1.69	2.77	1.00	1.28	1.24	1.82	0.625
L3 1/2×3 1/2×1/2	7/8	11.1	3.25	3.64	1.49	1.06	1.06	2.68	0.464
7/16	13/16	9.80	2.87	3.26	1.32	1.07	1.04	2.38	0.410
3/8	3/4	8.50	2.48	2.87	1.15	1.07	1.01	2.08	0.355
5/16	11/16	7.20	2.09	2.45	0.976	1.08	0.990	1.76	0.299
1/4	5/8	5.80	1.69	2.01	0.794	1.09	0.968	1.43	0.241
L3 1/2×3×1/2	15/16	10.2	3.00	3.45	1.45	1.07	1.13	2.63	0.500
3/8	13/16	7.90	2.30	2.72	1.13	1.09	1.08	2.04	0.438
5/16	3/4	6.60	1.93	2.33	0.954	1.10	1.06	1.73	0.406
1/4	11/16	5.40	1.56	1.91	0.776	1.11	1.04	1.41	0.375
L3 1/2×2 1/2×1/2	15/16	9.40	2.75	3.24	1.41	1.09	1.20	2.53	0.750
3/8	13/16	7.20	2.11	2.56	1.09	1.10	1.16	1.97	0.688
1/4	11/16	4.90	1.44	1.80	0.755	1.12	1.11	1.36	0.625
L3×3×1/2	13/16	9.40	2.75	2.22	1.07	0.898	0.932	1.93	0.458
7/16	3/4	8.30	2.43	1.99	0.954	0.905	0.910	1.72	0.406
3/8	11/16	7.20	2.11	1.76	0.833	0.913	0.888	1.50	0.352
5/16	5/8	6.10	1.78	1.51	0.707	0.922	0.865	1.27	0.296
1/4	9/16	4.90	1.44	1.24	0.577	0.930	0.842	1.04	0.240
3/16	1/2	3.71	1.09	0.962	0.441	0.939	0.820	0.794	0.182

ANGLES
Equal legs and unequal legs
Properties for designing



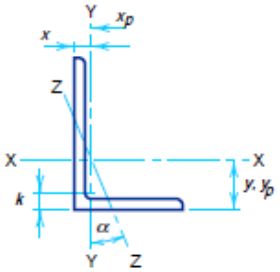
Size and Thickness	Axis Y-Y						Axis Z-Z	
	I	*S*	*r*	*x*	*Z*	x_p	*r*	Tan α
in.	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.	in.^{3}	in.	in.	
L4×3×5/8	2.87	1.35	0.849	0.871	2.48	0.498	0.637	0.534
1/2	2.42	1.12	0.864	0.827	2.03	0.406	0.639	0.543
7/16	2.18	0.992	0.871	0.804	1.79	0.359	0.641	0.547
3/8	1.92	0.866	0.879	0.782	1.56	0.311	0.644	0.551
5/16	1.65	0.734	0.887	0.759	1.31	0.261	0.647	0.554
1/4	1.36	0.599	0.896	0.736	1.06	0.211	0.651	0.558
L3 1/2×3 1/2×1/2	3.64	1.49	1.06	1.06	2.68	0.464	0.683	1.000
7/16	3.26	1.32	1.07	1.04	2.38	0.410	0.684	1.000
3/8	2.87	1.15	1.07	1.01	2.08	0.355	0.687	1.000
5/16	2.45	0.976	1.08	0.990	1.76	0.299	0.690	1.000
1/4	2.01	0.794	1.09	0.968	1.43	0.241	0.694	1.000
L3 1/2×3×1/2	2.33	1.10	0.881	0.875	1.98	0.429	0.621	0.714
3/8	1.85	0.851	0.897	0.830	1.53	0.328	0.625	0.721
5/16	1.58	0.722	0.905	0.808	1.30	0.276	0.627	0.724
1/4	1.30	0.589	0.914	0.785	1.05	0.223	0.631	0.727
L3 1/2×2 1/2×1/2	1.36	0.760	0.704	0.705	1.40	0.393	0.534	0.486
3/8	1.09	0.592	0.719	0.660	1.07	0.301	0.537	0.496
1/4	0.777	0.412	0.735	0.614	0.735	0.205	0.544	0.506
L3×3×1/2	2.22	1.07	0.898	0.932	1.93	0.458	0.584	1.000
7/16	1.99	0.954	0.905	0.910	1.72	0.406	0.585	1.000
3/8	1.76	0.833	0.913	0.888	1.50	0.352	0.587	1.000
5/16	1.51	0.707	0.922	0.865	1.27	0.296	0.589	1.000
1/4	1.24	0.577	0.930	0.842	1.04	0.240	0.592	1.000
3/16	0.962	0.441	0.939	0.820	0.794	0.182	0.596	1.000



ANGLES
Equal legs and unequal legs
Properties for designing

Size and Thickness	k	Weight per ft	Area	Axis X-X					
				I	S	r	y	Z	y_p
in.	in.	lb	in.^{2}	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.	in.^{3}	in.
L3×2½×½	⅞	8.50	2.50	2.08	1.04	0.913	1.000	1.88	0.500
⅜	¾	6.60	1.92	1.66	0.810	0.928	0.956	1.47	0.438
5/16	11/16	5.60	1.62	1.42	0.688	0.937	0.933	1.25	0.406
¼	⅝	4.50	1.31	1.17	0.561	0.945	0.911	1.02	0.375
3/16	9/16	3.39	0.996	0.907	0.430	0.954	0.888	0.781	0.344
L3×2×½	13/16	7.70	2.25	1.92	1.00	0.924	1.08	1.78	0.750
⅜	11/16	5.90	1.73	1.53	0.781	0.940	1.04	1.40	0.688
5/16	⅝	5.00	1.46	1.32	0.664	0.948	1.02	1.19	0.656
¼	9/16	4.10	1.19	1.09	0.542	0.957	0.993	0.973	0.625
3/16	½	3.07	0.902	0.842	0.415	0.966	0.970	0.746	0.594
L2½×2½×½	13/16	7.70	2.25	1.23	0.724	0.739	0.806	1.31	0.450
⅜	11/16	5.90	1.73	0.984	0.566	0.753	0.762	1.02	0.347
5/16	⅝	5.00	1.46	0.849	0.482	0.761	0.740	0.869	0.293
¼	9/16	4.10	1.19	0.703	0.394	0.769	0.717	0.711	0.238
3/16	½	3.07	0.902	0.547	0.303	0.778	0.694	0.545	0.180
L2½×2×⅜	11/16	5.30	1.55	0.912	0.547	0.768	0.831	0.986	0.438
5/16	⅝	4.50	1.31	0.788	0.466	0.776	0.809	0.843	0.406
¼	9/16	3.62	1.06	0.654	0.381	0.784	0.787	0.691	0.375
3/16	½	2.75	0.809	0.509	0.293	0.793	0.764	0.532	0.344
L2×2×⅜	11/16	4.70	1.36	0.479	0.351	0.594	0.636	0.633	0.340
5/16	⅝	3.92	1.15	0.416	0.300	0.601	0.614	0.541	0.288
¼	9/16	3.19	0.938	0.348	0.247	0.609	0.592	0.445	0.234
3/16	½	2.44	0.715	0.272	0.190	0.617	0.569	0.343	0.179
⅛	7/16	1.65	0.484	0.190	0.131	0.626	0.546	0.235	0.121

ANGLES
Equal legs and unequal legs
Properties for designing

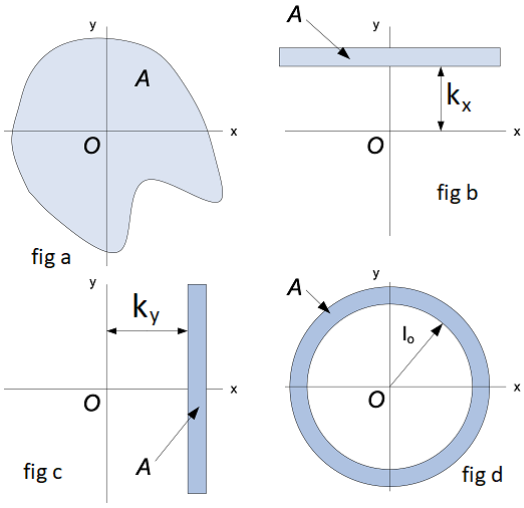


Size and Thickness	Axis Y-Y						Axis Z-Z	
	I	*S*	*r*	*x*	*Z*	x_p	*r*	Tan α
in.	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.	in.^{3}	in.	in.	
L3×2½×½	1.30	0.744	0.722	0.750	1.35	0.417	0.520	0.667
⅜	1.04	0.581	0.736	0.706	1.05	0.320	0.522	0.676
5/16	0.898	0.494	0.744	0.683	0.889	0.270	0.525	0.680
¼	0.743	0.404	0.753	0.661	0.724	0.219	0.528	0.684
3/16	0.577	0.310	0.761	0.638	0.553	0.166	0.533	0.688
L3×2×½	0.672	0.474	0.546	0.583	0.891	0.375	0.428	0.414
⅜	0.543	0.371	0.559	0.539	0.684	0.289	0.430	0.428
5/16	0.470	0.317	0.567	0.516	0.577	0.244	0.432	0.435
¼	0.392	0.260	0.574	0.493	0.468	0.198	0.435	0.440
3/16	0.307	0.200	0.583	0.470	0.357	0.150	0.439	0.446
L2½×2½×½	1.23	0.724	0.739	0.806	1.31	0.450	0.487	1.000
⅜	0.984	0.566	0.753	0.762	1.02	0.347	0.487	1.000
5/16	0.849	0.482	0.761	0.740	0.869	0.293	0.489	1.000
¼	0.703	0.394	0.769	0.717	0.711	0.238	0.491	1.000
3/16	0.547	0.303	0.778	0.694	0.545	0.180	0.495	1.000
L2½×2×⅜	0.514	0.363	0.577	0.581	0.660	0.309	0.420	0.614
5/16	0.446	0.310	0.584	0.559	0.561	0.262	0.422	0.620
¼	0.372	0.254	0.592	0.537	0.457	0.213	0.424	0.626
3/16	0.291	0.196	0.600	0.514	0.350	0.162	0.427	0.631
L2×2×⅜	0.479	0.351	0.594	0.636	0.633	0.340	0.389	1.000
5/16	0.416	0.300	0.601	0.614	0.541	0.288	0.390	1.000
¼	0.348	0.247	0.609	0.592	0.445	0.234	0.391	1.000
3/16	0.272	0.190	0.617	0.569	0.343	0.179	0.394	1.000
⅛	0.190	0.131	0.626	0.546	0.235	0.121	0.398	1.000

RADIO DE GIRO

El Radio de giro de área es una medida del alejamiento promedio de la sección resistente del centro de gravedad, dadas dos secciones de la misma área la de menor radio de giro presentará menor rigidez torsional y también un peor comportamiento frente a pandeo.

El radio de giro es una cantidad que tiene por unidad una longitud, que mide ladistribución del área desde un eje; se emplea a menudo en el diseño de miembros estructurales solicitados por comprensión. Considérese un área A, como la que se ilustra en la figura a. Sean I_x e I_y los momentos de inercia de esta área respecto a los ejes x y y, respectivamente. Si se coloca una tira o, franja delgada que tenga la misma área A, paralela al eje x a una distancia k_x como se muestra en la figura b, de tal forma que $I_x = Ak_x^2$ entonces, para el área A, se dice que el parámetro
k_x es el radio de giro con respecto al eje x, o sea



$$k_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \qquad k_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

MODULO DE SECCION

El modulo de sección, por definición es la resistencia de un área con respecto la resistencia de un área con respecto a un eje, calculada como la relación entre el momento de inercia y la distancia mayor tomando el eje de referencia. En palabras comunes Viene a ser la carga máxima que puede soportar un material, que está siendo sometido a una fuerza de tracción.

Cuando se realiza un diseño por flexión, es necesario calcular el módulo de sección de la viga, este módulo estará íntimamente relacionado con el diseño de la sección transversal de la viga, es una propiedad geométrica que relaciona el momento polar de inercia de la sección y el centroide de la misma.

Utilizando la fórmula de la flexión, podemos encontrar una nueva relación para el módulo de sección, una relación bastante útil que relaciona el momento flector de la viga y el esfuerzo del material.

$$\sigma = \frac{Mc}{I}$$

Despejando I y sustituyendolo en la fórmula del módulo de sección tenemos:

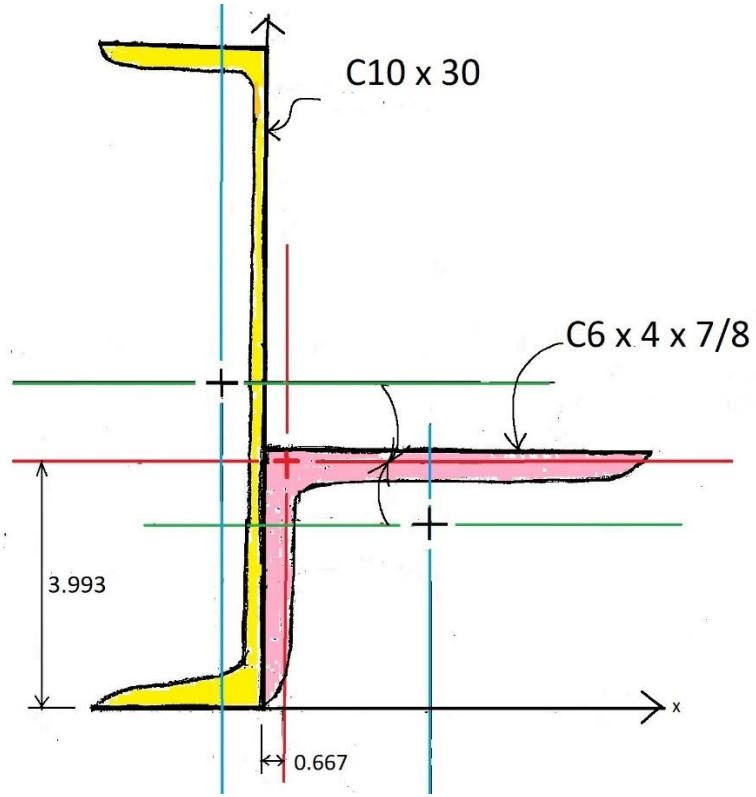
$$S_{req} = \frac{M_{máx}}{\sigma_{perm}}$$

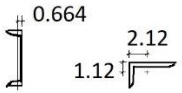
Donde:

S_{req} = Módulo de sección mimimo requerido.

$M_{máx}$ = Momento flector máximo en la viga

σ_{perm} = Esfuerzo flecionante permisible





A = 8.82 A = 7.98

I_X = 26.6 I_X = 9.75

I_Y = 5.14 I_Y = 27.7

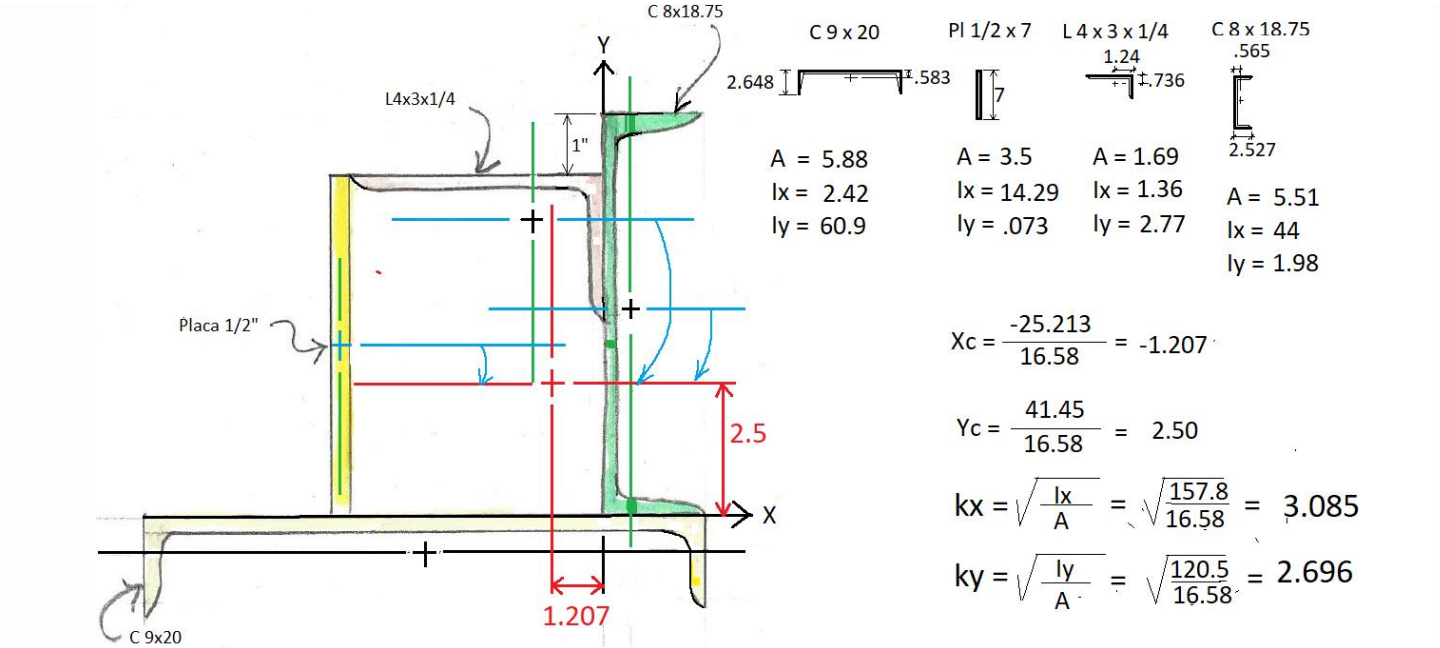
$$\bar{X} = \frac{11.2}{16.8} = 0.667$$

$$\bar{Y} = \frac{67.08}{16.8} = 3.993$$

$$k_x = \sqrt{\frac{I_X}{A}} = \sqrt{\frac{55.175}{16.8}} = 1.81$$

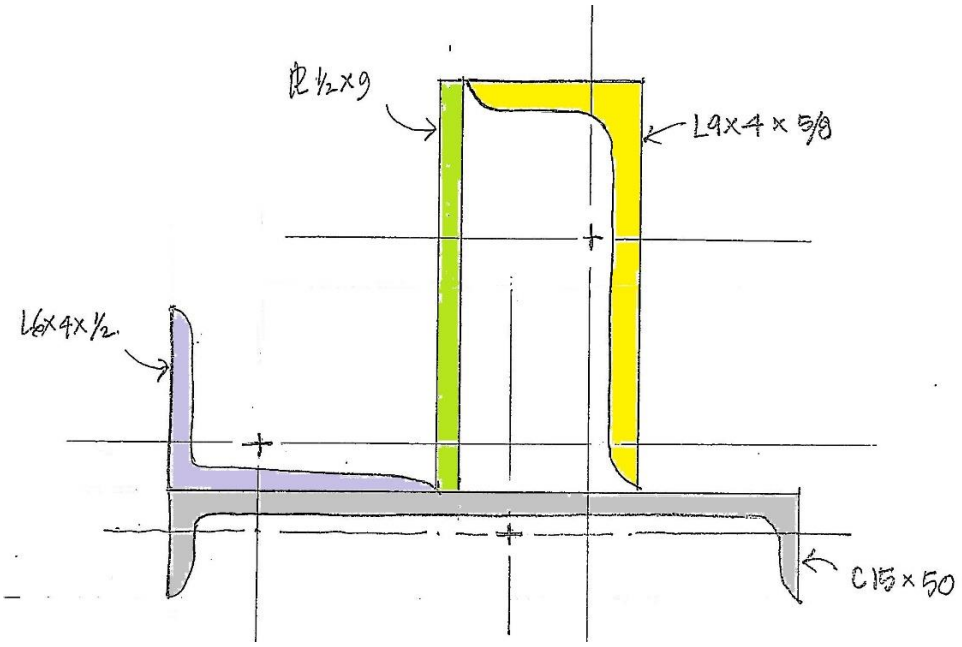
$$k_y = \sqrt{\frac{I_Y}{A}} = \sqrt{\frac{95.36}{16.8}} = 2.38$$

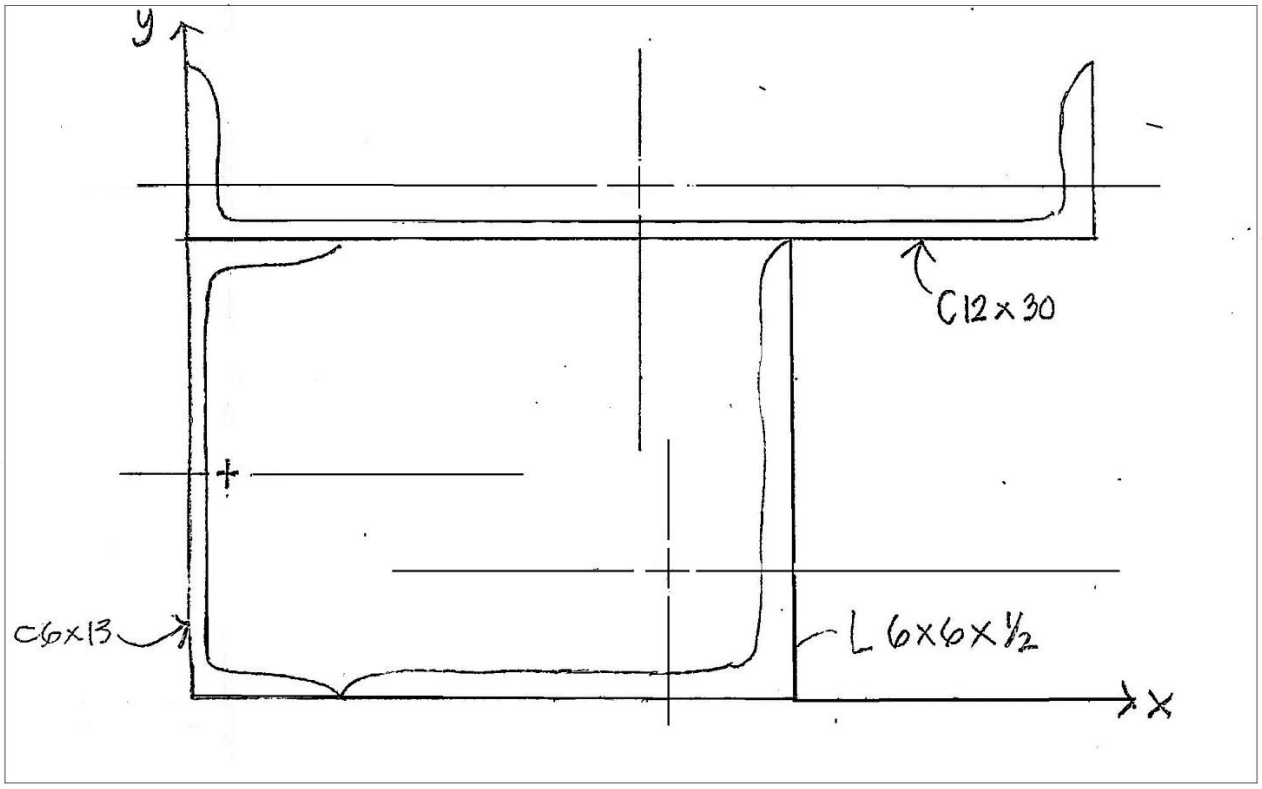
ELEMENTO	A	$\bar{X}$	$\bar{Y}$	A$\bar{X}$	A$\bar{Y}$	I_{X_c}	Y	Y^2	AY^2	I_X	I_{y_c}	X	X^2	AX^2	I_y
]	8.82	-.649	5	-5.72	44.1	26.6	5-3.993	1.007	8.944	35.54	5.14	.667+.649	1.73	15.27	50.81
¬	7.98	2.12	4 -2.12	16.92	22.98	9.75	7.99-2.88	1.113	9.885	19.64	27.7	2.12-.667	2.11	16.85	44.53
	16.8			11.20	67.08					55.175					95.36



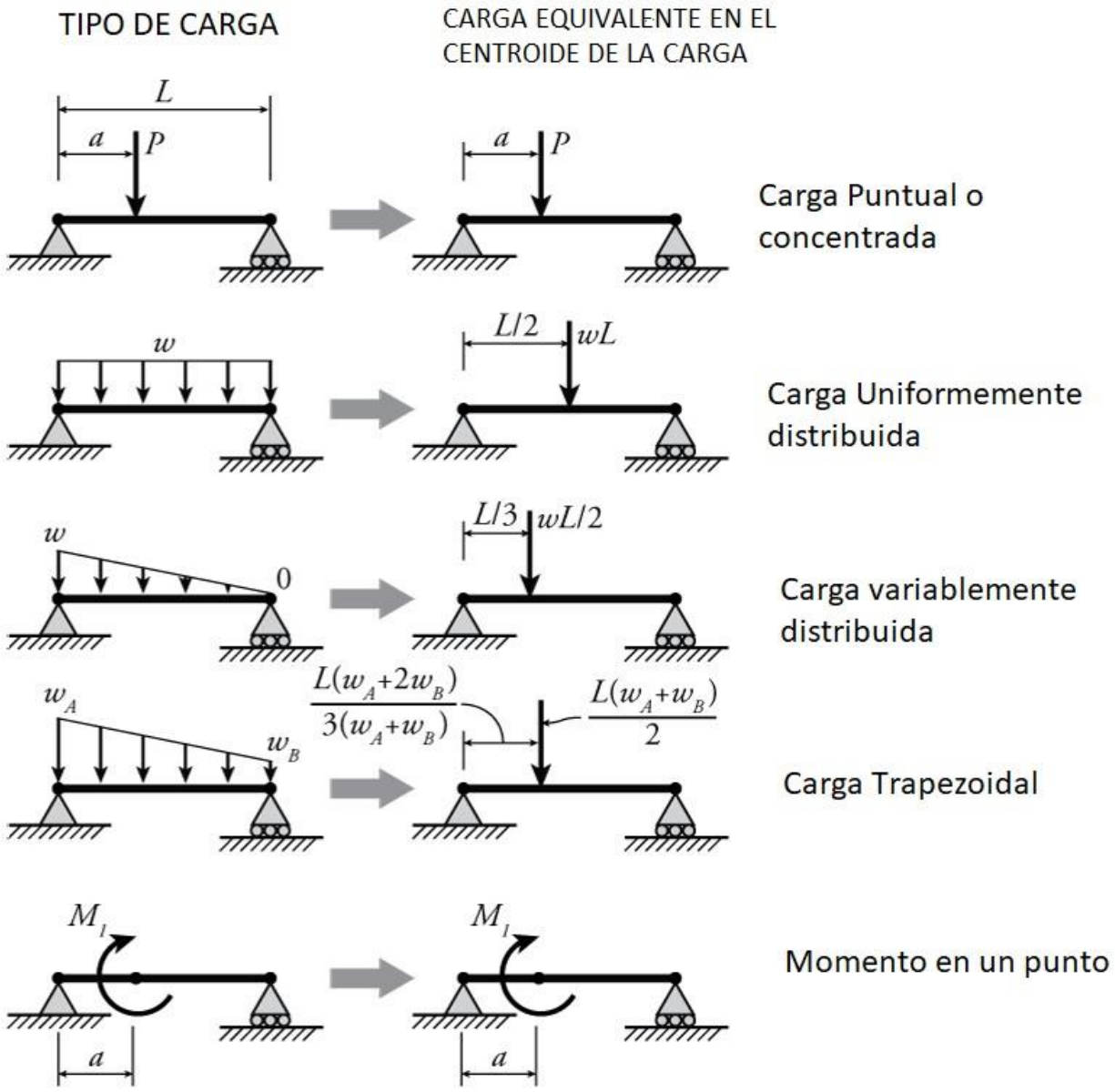
ELEMENTO	A	$\bar{X}$	$\bar{Y}$	A$\bar{X}$	A$\bar{Y}$	I_{X_c}	Y	Y^2	AY^2	I_X	I_{y_c}	X	X^2	AX^2	I_y
	5.88	-1.93	-.583	-11.35	-3.43	2.42	3.083	9.505	55.89	58.31	60.9	.723	.523	3.07	65.97
	3.50	-4.25	3.50	-14.88	12.25	14.29	1	1	3.5	17.79	.073	3.04	9.26	32.41	32.48
	1.69	-1.24	6.26	-2.10	10.59	1.36	3.764	14.168	23.94	25.3	2.77	.033	.001	.0018	2.77
	5.51	.565	4	3.11	22.04	44	1.5	12.398	12.4	56.40	1.98	1.77	3.14	17.30	19.28
suma	16.58			-25.21	41.45					157.8					19.28

EJERCICIOS DE PRACTICA





CARGAS EN VIGAS



EJEMPLO

Procedimiento:

1.- Dibujar DCL y calcular las reacciones, la carga uniforme se transforma en puntual ficticia, usando P = wl, localizado en la mitad de la carga uniforme

2.- Dibujar el diagrama de cortantes, trazando el eje horizontal, cortante positivo arriba, negativo abajo. La regla es si las fuerzas puntuales apuntan hacia arriba el diagrama sube, si apunta hacia abajo, baja, y las fuerzas uniformes bajan en diagonal.

3.- Una vez dibujado el diagrama de cortantes, calcular las áreas del diagrama de cortantes. Estas áreas representan el momento en ese punto del diagrama.

4.-Dibujar el diagrama de momentos, trazando primeramente el eje horizontal, en este caso los momentos positivos están abajo, y los negativos arriba. Si el diagrama de cortantes es un rectángulo, la línea es recta, y si es un triángulo o trapecio es una curva suave y continua. Recordando que el momento en cualquier parte del diagrama es igual al área bajo la curva del diagrama de cortantes.

6.-Para pre dimensionamiento de una viga de acero estructural, revisaremos 3 conceptos, Flecha: para cumplir con flecha se recomienda usar un peralte d, igual o mayor a d/24. Flexión: para cumplir con flexión la viga seleccionada de tener un modulo se sección igual o mayor que $S_X = M/F_B$. Cortante: Para cumplir con cortante F_v debe igual o mayor que f_v.

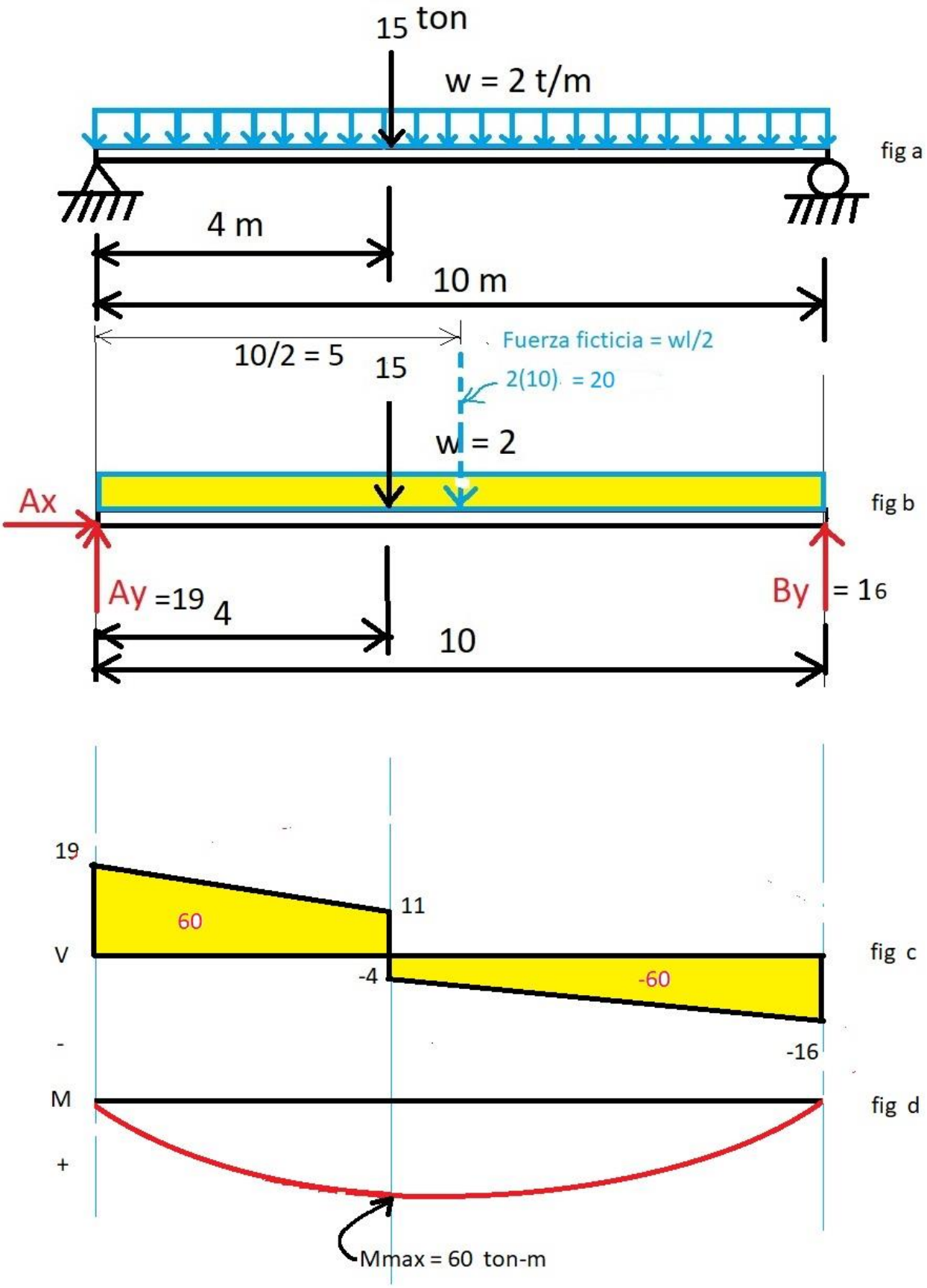
$\sum M_A$ = 0 = (15)4 +20(5) – 10By

$\circlearrowleft +$

By = 16 ton

$\sum F_y = 0$ = Ay = -15 – 2(10) + 16 + Ay

Ay = 19 ton



Datos: F_B = 22 ksi , F_v = 15 ksi

PREDISEÑO DE LA VIGA

Flecha:

d ≥ $\frac{L}{24}$ = $\frac{10(3.28)12}{24}$ = 16.4 usaremos una W18

Flexion:

Sx = $\frac{M}{F_b}$ = $\frac{(60)(2.2)(3.28)12}{22}$ = 236.16 plg^3

De las tablas del AISC.

Usaremos una W 21x111 , con una Sx = ≥236.16

Cortante:

fv = $\frac{V}{d\ t_w}$ = $\frac{19(2.2)}{(19.25).67}$ = 3.24 ≤15 correcto

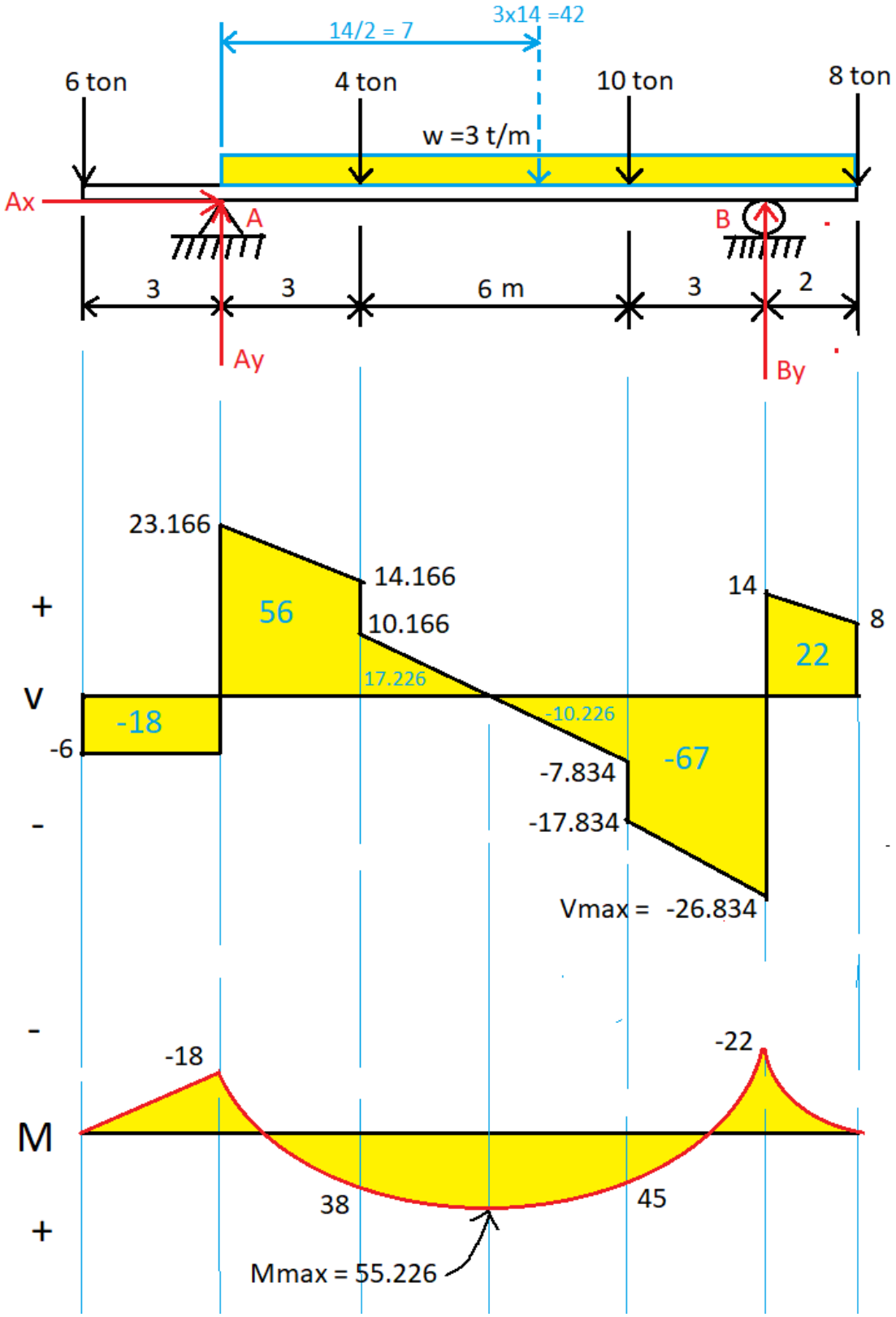
Usemos una W 21x111

EJEMPLO 2

Dada la viga y : F_B = 20 ksi , F_v = 15 ksi

a).-Dibuje los diagramas de cortantes y momentos

b).-prediseñe el perfil W más ligero



a).-

$\sum M_A$ = 0 = -6(3) + 4(3) + 10(9) + 8(14) + (42)7 – 12By

$\circlearrowleft +$

By = 40.833 ton

$\sum F_y = 0$ = Ay = --6 -4 -10 – 8 + 40.833 + Ay

Ay = 29.166 ton

Ax = 0

b).-

Prediseño

Flecha:

d ≥ $\frac{L}{24}$ = $\frac{11(3.28)12}{24}$ = 18.04 usaremos una W21

Flexion:

Sx = $\frac{M}{F_b}$ = $\frac{(55.226)(2.2)(3.28)12}{20}$ = 239.11 plg^3

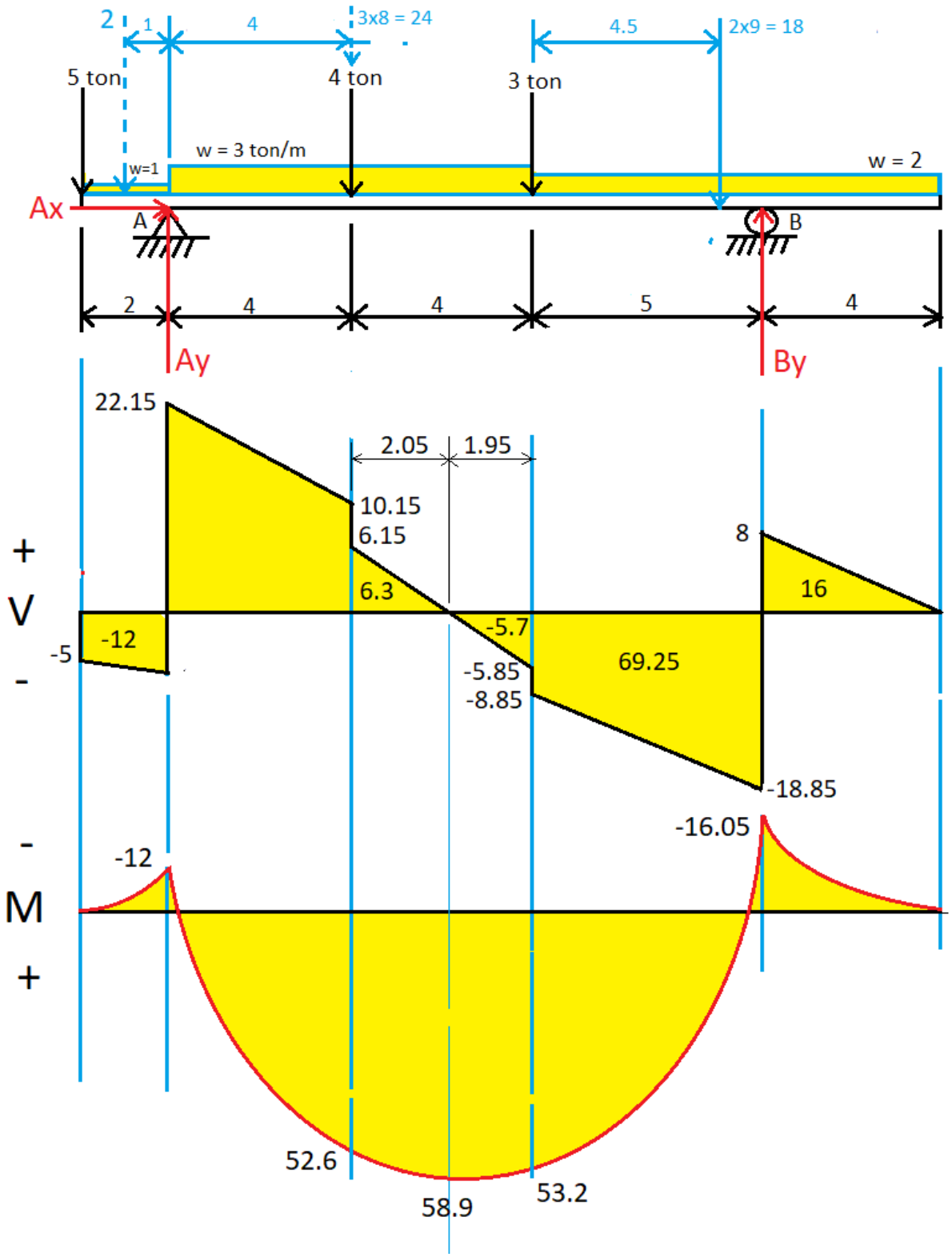
De las tablas del AISC.

Usaremos una W 21 x 111 , con una Sx = 249 ≥ 239.11 correcto

Cortante:

fv = $\frac{V}{d\ t_w}$ = $\frac{26.8(2.2)}{(21.51).55}$ = 4.98 ≤15 correcto

Usemos una W 21x111



EJEMPLO 3

Dada la viga y : F_B = 20 ksi , F_v = 12 ksi

a).-Dibuje los diagramas de cortantes y momentos

b).-pre diseñe el perfil W más ligero

a).-

$\sum M_A$ = 0 = -5(2) + 4(4) + 3(8) + 2(1) + (24)4 + 18(12.5) – 13By

By = 26.85 ton

$\sum F_y = 0$ = Ay - 5 -4 -3 - 2–24 -18 + 26.85 + Ay

Ay = 29.15 ton

Ax = 0

b).-

Prediseño

Flecha:

d ≥ $\frac{L}{24}$ = $\frac{13(3.28)12}{24}$ = 21.32 usaremos una W24

Flexion:

Sx = $\frac{M}{F_b}$ = $\frac{(58.9)(2.2)(3.28)12}{20}$ = 255.02 plg^3

De las tablas del AISC.

Usaremos una W 24 x 104, con una Sx = 258 ≥ 255.02 correcto

Cortante:

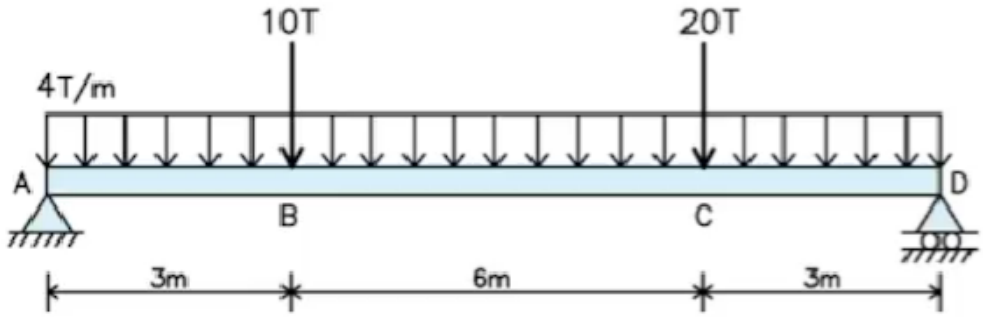
fv = $\frac{V}{d\ t_w}$ = $\frac{22.15(2.2)}{(24).50}$ = 4.06 ≤12 correcto

EJERCICIOS DE PRACTICA

Dada la viga y : F_B = 24 ksi , F_v = 12 ksi

a).-Dibuje los diagramas de cortantes y momentos

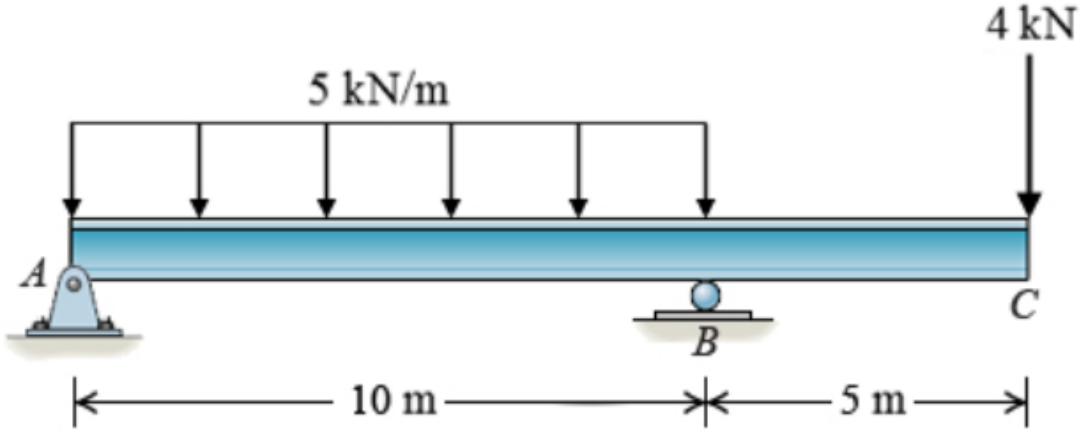
b).-pre diseñe el perfil W más ligero



Dada la viga y : F_B = 22 ksi , F_v = 12 ksi

a).-Dibuje los diagramas de cortantes y momentos

b).-pre diseñe el perfil W más ligero



UNIDAD 4

UNIDAD 4

ESFUERZO AXIAL

Se entiende por carga axial a la fuerza concéntrica que actúa a lo largo del eje de simetría, o pieza central, de una estructura, produciendo un esfuerzo uniforme. Este tipo de carga puede ser de **tensión o compresión,** es decir, que puede resultar de la aplicación el alargamiento o acortamiento del elemento en cuestión. Estas cargas que soportan las estructuras generan fuerzas internas en la propia estructura (tensiones), que tienden a deformarlas y/o romperlas. A estas fuerzas deformantes producidas por las cargas se las llaman esfuerzos.

Por definición: σ es esfuerzo, pero para estar de acuerdo al AISC, usaremos f, F para esfuerzo.

$$\sigma = f = \frac{P}{A} \qquad (1)$$

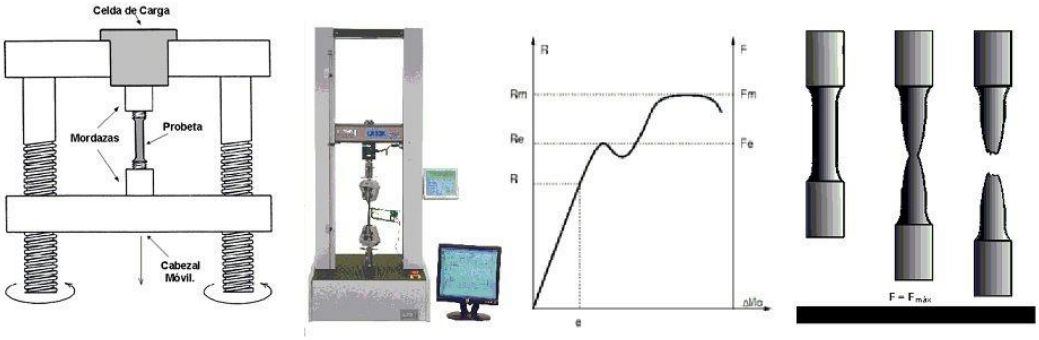
Donde: f = Esfuerzo real

F = Esfuerzo admisible (permitido por reglamento)

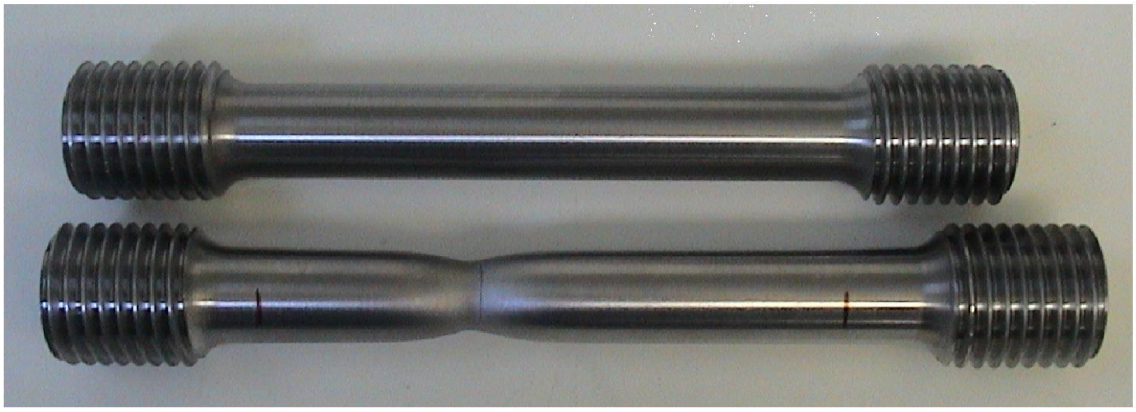
P = carga aplicada

A = Área afectada

Para determinar la "calidad" o resistencia de un material dúctil, como el acero, bronce, aluminio, cobre, etc., se requiere realizar una prueba de tracción, o tensión. Para ello se utiliza una maquina llamada "maquina universal de tracción"

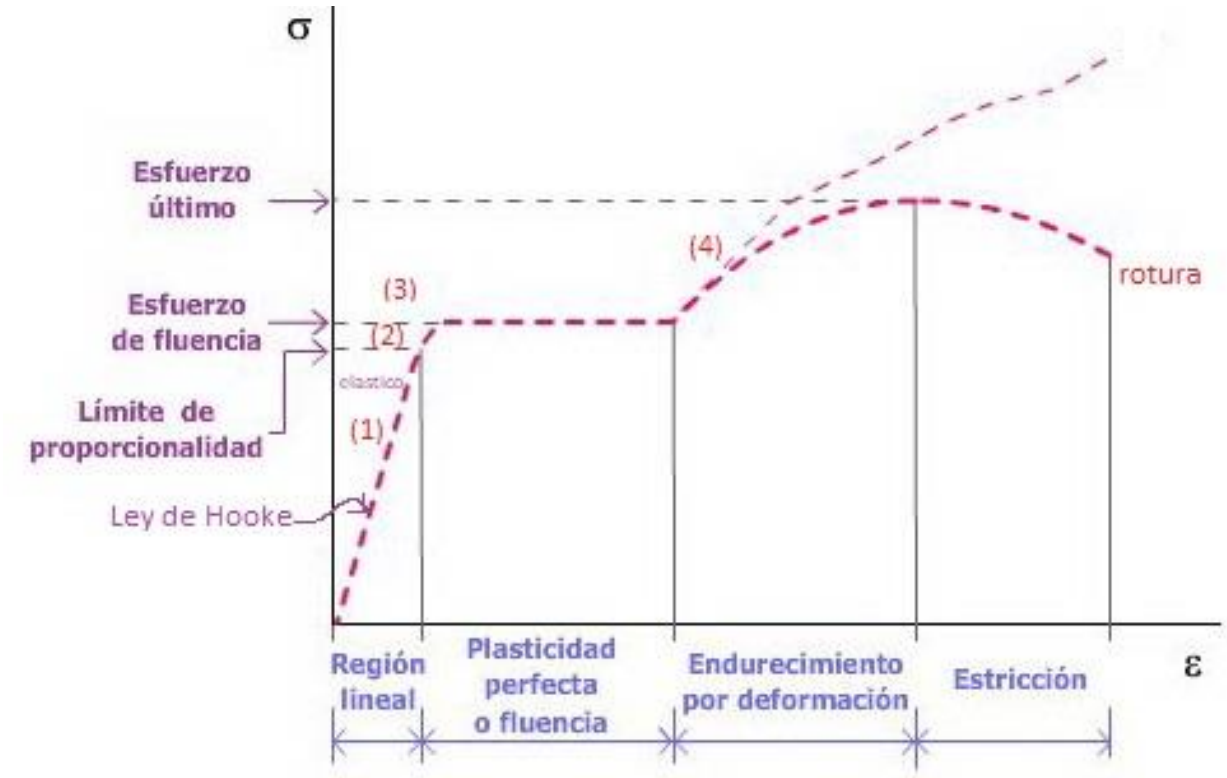


El ensayo de tracción consiste en aplicar un esfuerzo axial a una probeta hasta su rotura. La velocidad de deformación aplicada para no distorsionar el resultado debe ser baja. Durante el ensayo de tracción, se mide la fuerza y la extensión de la probeta.



El ensayo de tracción es un tipo fundamental de ensayo mecánico realizado por ingenieros y científicos de materiales en instalaciones de fabricación e investigación de todo el mundo. Un ensayo de tracción (o ensayo de tensión) aplica fuerza a una muestra de material para medir la respuesta del material al esfuerzo de tracción (o tensión). Este tipo de ensayo permite conocer las propiedades mecánicas de un material y permite a los diseñadores de productos tomar decisiones informadas sobre cuándo, dónde y cómo utilizar un material determinado.

Con estas premisas, el **ensayo de tracción** de un material consiste en someter un cilindro o una placa con dimensiones normalizadas de ese material a un estiramiento creciente hasta que se produce la rotura de la probeta. Con esto se obtienen gráficas como la del dibujo.



Escriba aquí la ecuación.

En un ensayo de tracción se observan varias zonas características de los materiales elásticos:Escriba aquí la ecuación.

1 - Es la zona elástica del material hasta un esfuerzo denominado **límite elástico** (*LE*). En buena parte de la curva se mantiene la proporcional y a

la pendiente de la curva se le llama **módulo elástico** o **módulo de Young**, y la recta responde a una ecuación llamada **Ley de Hooke**:

$$\sigma = E\,\varepsilon \qquad (2)$$

σ = Esfuerzo

E = Modulo de eslasticidad o de Young

ε=DeformaciónUnitaria= $\frac{Deformacion}{longitud\ original}$

$$\varepsilon = \frac{\Delta}{L} \qquad (3)$$

2 - Esta es también una zona elástica, aunque en ella no se cumple la proporcionalidad.

3 - Esta zona se denomina de **fluencia**, en la cual el material cede sin aumentar el esfuerzo, que recibe el nombre de esfuerzo de fluencia (*LF*). Es el inicio de las deformaciones plásticas.

4 - Cuando se sigue aumentando el esfuerzo de tracción el material sigue alargándose de forma plástica.

5 - A partir de un cierto límite llamado **esfuerzo de rotura** (*LR*) el estiramiento es tan grande que se produce la estricción de la sección, es decir, el material adelgaza, y acaba rompiéndose.

Los diseños técnicos se realizan para que las piezas trabajen siempre en la zona elástica. Incluso se trabaja con un coeficiente de seguridad *n*, que limitan un esfuerzo máximo de trabajo.

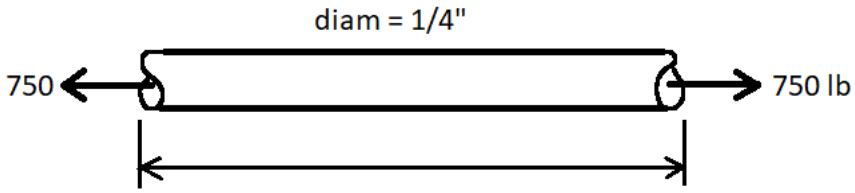
Combinando algebraicamente las ecuaciones (1), (2) y (3):

$$\Delta = \frac{PL}{AE} \qquad (4)$$ que nos permite calcular la deformación axial

El ESFUERZO DE FLUENCIA O CEDENCIA (YIELD STRESS en inglés) es universalmente reconocido como "la capacidad" del material, lo que coloquialmente nos referimos a "lo que aguanta", claro, los reglamentos no nos permiten usar toda esa capacidad, los reglamentos o especificaciones siempre le aplican un factor de seguridad a estos esfuerzos, es decir, siempre nos obligan a diseñar una estructura que resista como al doble, dependiendo del tipo de esfuerzo. Por esto, existe el término "esfuerzo admisible" o permitido por el reglamento.

Ejercicio:

Un alambre de acero de 4.8 pies de largo, y de ¼" de diámetro, se somete una carga de tensión de 750 libras, si se sabe que E = 29 x 10^6 psi, calcule:



a).- El alargamiento total del alambre

b).- La magnitud de esfuerzo axial

a_.- Area = $\pi\, r^2 = \pi(1/8)^2 = 0.04909\ plg^2$

σ = f = $\frac{P}{A}$ = $\frac{750}{0.04909}$ = 15278.87 psi

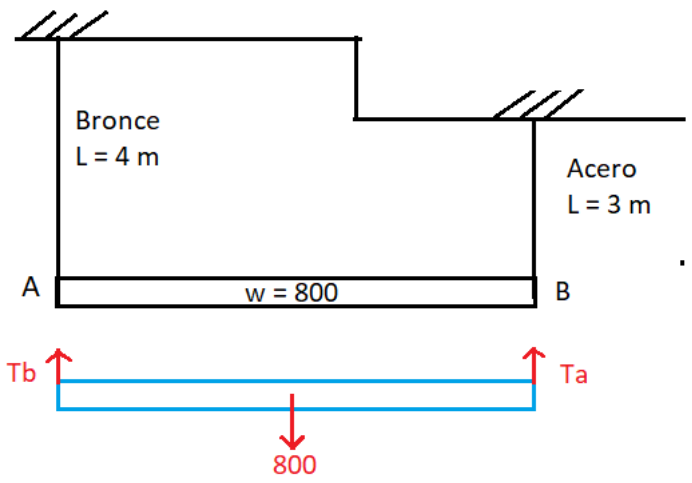
b).-

$\Delta = \frac{PL}{AE} = \frac{750(4.8)12}{0.04909(29x10^{6)}}$ = 3.047 x 10^{-2}

EJERCICIO 2

Una barra homogénea AB pesa 800 kg, y esta soportada como se muestra, calcule el diámetro mínimo de cada alambre si los esfuerzos

admisibles (permitidos por reglamento) son F_{bronce} = 900 kg/ cm^2 y F_{acero} = 1200 kg/cm^2.



Por observación, por la simetría, Ta = Tb = 400 lbs

Fa = $\frac{P}{A}$ o bien, A = $\frac{P}{Fa}$

Bronce

A_{bronce} = $\frac{400}{(900)}$ = 0.444 cm^2

Diámetro = $\sqrt{\frac{4A}{\pi}}$ = $\sqrt{\frac{4(.444)}{\pi}}$ ≐ 1.693 cms

Acero:

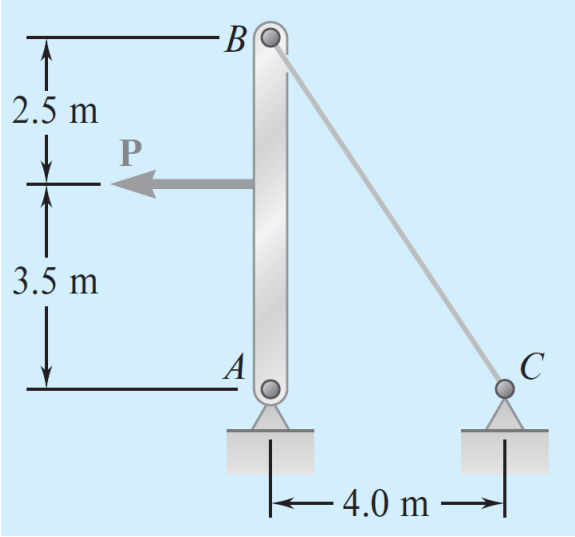
A_{acero} = $\frac{400}{(1200)}$ = 0.333 cm^2

Diámetro = $\sqrt{\frac{4A}{\pi}}$ = $\sqrt{\frac{4(.333)}{\pi}}$ ≐ 0.651 cms

Ejercicio 3

El cable BC de 4mm de diámetro es de acero con E = 200 Gpa. Si se sabe que el máximo esfuerzo en el cable no debe exceder 190 Gpa, y

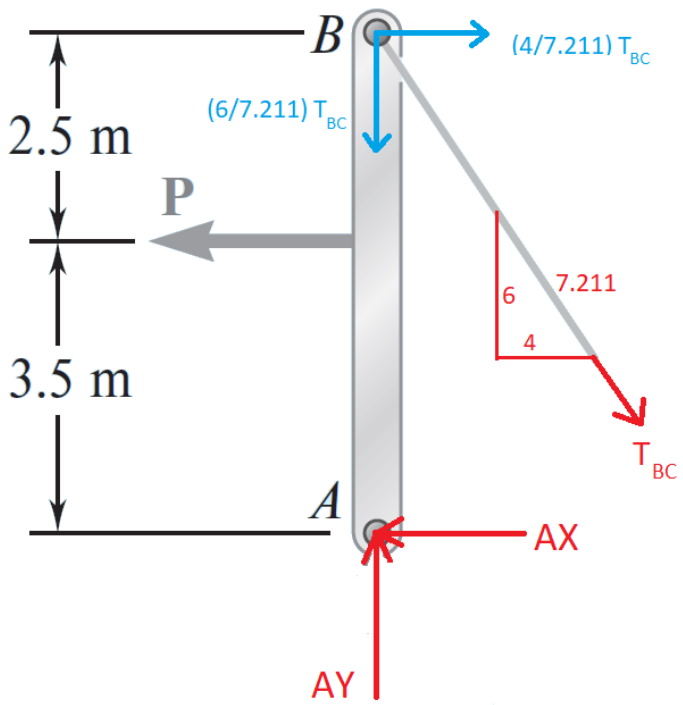
la elongación del cable no debe sobrepasar 6 mm. Encuentre la carga máxima P.



Area del cable = $\pi d^2/4 = \pi(4)^2/4 = 12.57\ mm^2$

$F_{BC} = T_{BC}/A$ o sea

$T_{BC} = F_{BC}(A) = 190(12.57) = 2388.3$ NEWTONS



$$\sum M_A = 0 = -(3.5)P - \left(\frac{4}{7.211}\right) T_{BC}(6)$$

$$\circlearrowleft +$$

$$T_{BC} = 1.052\ \mathrm{P}$$

$$\mathrm{P} = 1.052(2388.3) = 2511.55\ \mathrm{N}$$ (max fuerza para no exceder el esfuerzo)

Ahora calculemos la máxima fuerza P, para no exceder elongamiento de 6 mm.

Longitud del cable L = $\sqrt{4^2 + 6^2}$ = 7.21 m

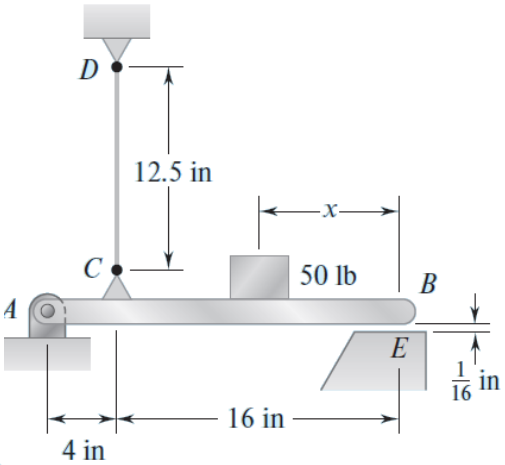
$$\Delta = \frac{PL}{AE} = \frac{1.05P\ (7.21)}{12.57(200)} = .006$$

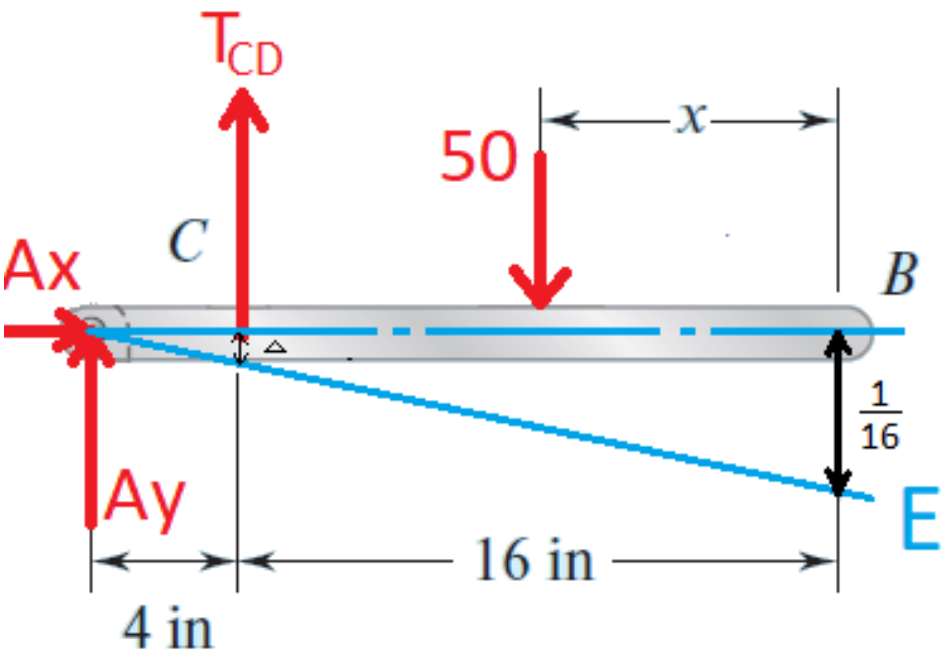
P = 1992 N (max fuerza para no exceder el elongamiento)

EL menor P gana, Pmax = 1992 N

EJERCICIO 4

La longitud del cable de acero CD de $\frac{3}{32}$ plg de diámetro, CD ha sido ajustada de tal forma que, si no se aplica ninguna fuerza, existe una distancia de $\frac{1}{16}$ de plg. entre el extremo B del elemento rígido y ACB y un punto de contacto E. Si se sabe que E = 29 x 10^6 psi, determine el sitio exacto sobre el elemento rígido donde se debe colocar un bloque de 50 libras para provocar un contacto entre B y E.





Usando triángulos similares calculemos Δ, la deformación del cable CD

$\frac{\Delta}{\frac{1}{16}} = \frac{4}{20}$ Δ = 0.0125 "

Área del cable = $\pi D^2/4 = \pi(3/32)^2/4$ = .0069 plg^2

Para cumplir con la deformación:

$\Delta = \frac{Tl}{AE} = \frac{T\ (12.5)}{.0069(29000000)} = 0.0125$

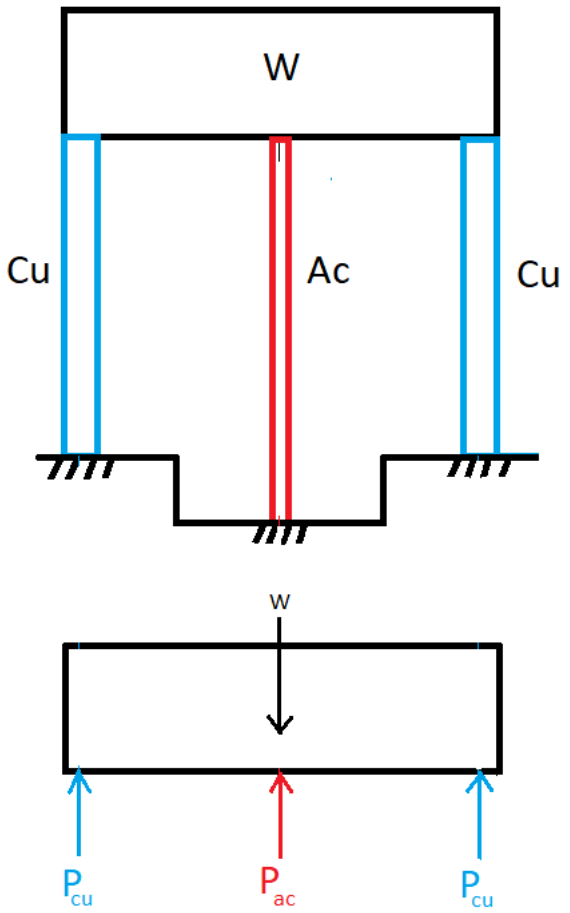
T_{CD} = 200.18 lb

$\sum M_A$ = 0 = -(200.18)4 +50(20-X)

$\circlearrowleft +$

X = 3.9856 plg

EJERCICIO



Un bloque rígido esta soportado simétricamente por 3 columnas como se muestra, dados los datos de la tabla, calcule el peso máximo W que puede soportar el sistema.

COLUMNA	AREA (cm^2)	L (cms)	E (kg/cm^2)	Fa (kg/cm^2)
Acero	18	45	2.1×10^6	1500
Cobre	15	30	1.2×10^6	800

EQUILIBRIO:

$\sum F_y = 0 =$ Pcu + Pcu + Pac - W= 0

W = 2Pcu + Pac (1)

DEFORMACION:

Por la simetría

Δcu = Δac

$(\frac{PL}{AE})$cu =$(\frac{PL}{AE})$ac

$$\frac{Pcu(30)}{15(1.2 \text{ x } 10^6)} = \frac{Pac(45)}{18(2.1 \text{ x } 10^6)}$$

Pcu = 0.7143 Pac (2a)

Pac = 1.40 Pcu (2b)

Si el Acero falla:

Substituyendo la (2a) en la (1)

W = 2 (0.7143) Pac + Pac

W = 2.4286 Pac, W = 2.4286(1500)(18)

W = 65,571.43 lb

Si el Cobre falla

Substituyendo la (2b) en la (1)

W = 2 Pcu + 1.4 Pcu

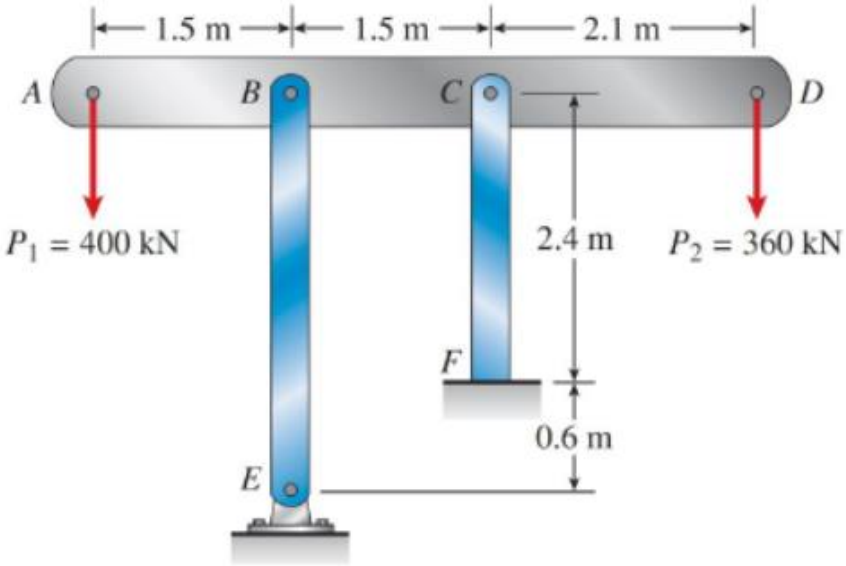
W = 3.4Pcu, W 3.4(800)(15)

W = 40,800 lb ← RIGE Wmax = 40,800 lb

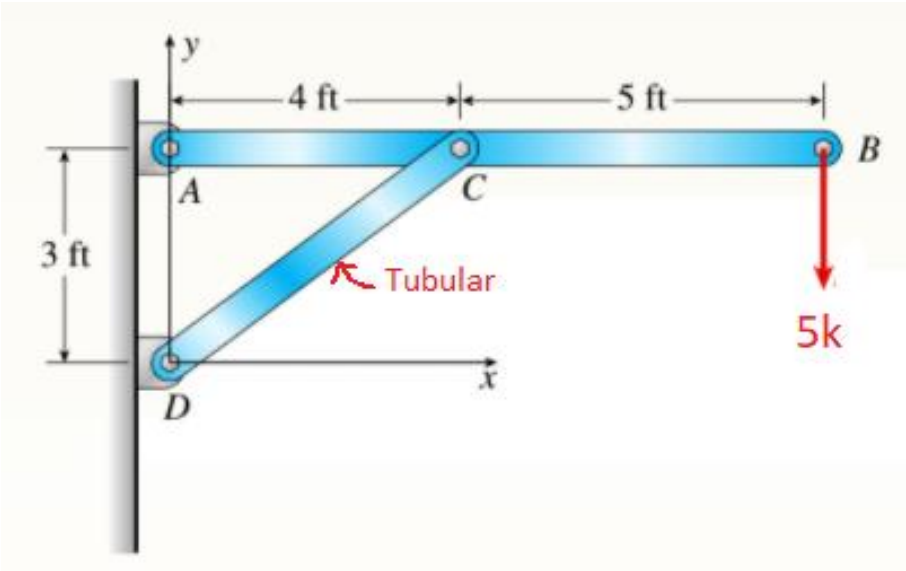
EJERCICIOS DE PRACTICA:

El elemento rígido ABCD esta soportado por las barras verticales BE y CF, y esta cargado por las fuerzas P1= 400 KN y P2 = 360 KN en los puntos A y D, respectivamente. Si los elementos BE y CF son de acero con E = 200 GPa, y

tienen un área transversal de A_{BE} = 11,100 mm2 y A_{CF} = 9280 mm2, determine el desplazamiento Δ_A y Δ_B de los puntos A y D, respectivamente.

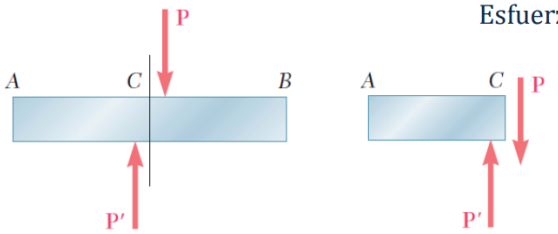


La barra rígida ACB esta soportada por un tubular redondo CD con diámetro exterior de 15" y diámetro interior de 14.4" . El tubular es de acero con E = 29,000 ksi. Calcule el cambio de longitud del tubular CD. ¿Cual es el desplazamiento vertical del punto B?



CORTANTE EN TORNILLOS

Esfuerzo de corte simple



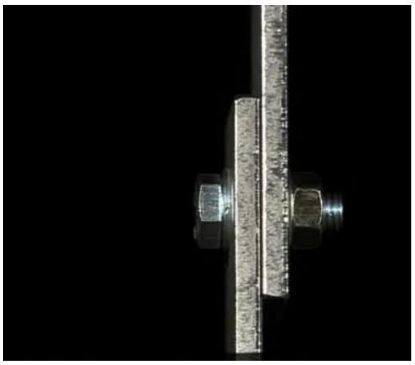
Esfuerzo de corte

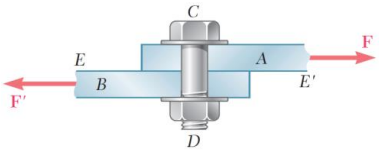
Fuerza de corte

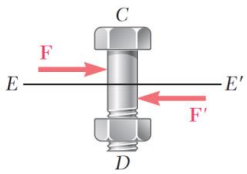
$$f_v = \frac{P}{A}$$

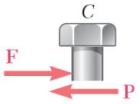
Área de la sección transversal

Se produce corte interno en la sección intermedia de las fuerzas transversales.





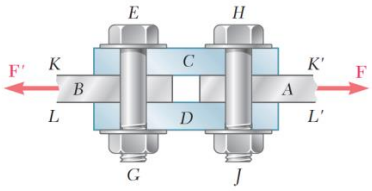




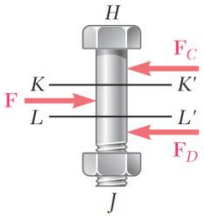
Activa
Go to S

El esfuerzo de corte se produce cuando se aplica una fuerza contenida en el plano de corte.

Esfuerzo de corte doble



Pernos sometidos a cortante doble



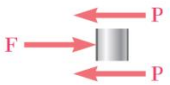


Diagrama de perno en cortante doble y secciones LL' y KK'.

$$f_v = \frac{P}{A}$$

Activa
Go to S

El esfuerzo de corte se produce cuando se aplica una fuerza contenida en el plano de corte.

Tipos de fallas en tornillos

Tipos de fallas en tornillos

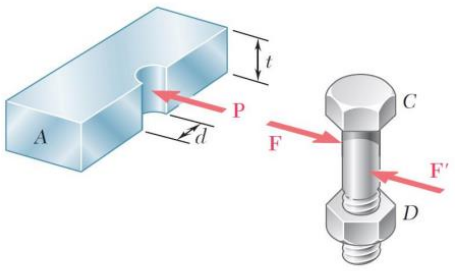
Fv = $\frac{P}{A}$ en el caso de un tornillo, el área a vencer es el área transversal $\frac{\pi d^2}{4}$

$F_v = \frac{\pi d^2}{4}$, despejando para d: d = $\sqrt{\frac{4\,P}{\pi F v}}$

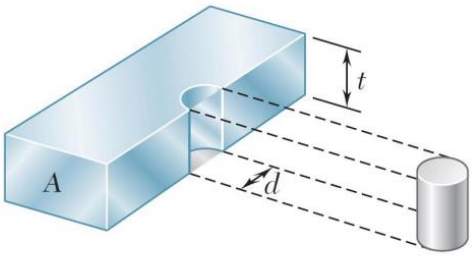
pero esta formula es para un solo tornillo, y para corte simple, si definimos **n = # de tornillos, y m =1, m = 2** para corte simple y doble respectivamente

$$d = \sqrt{\frac{4\,P}{nm\pi F v}}$$

Esfuerzo de aplastamiento o apoyo (bearing stress)



Fuerzas equivalentes y opuestas entre la placa y el perno, ejercida sobre la superficie apernada.



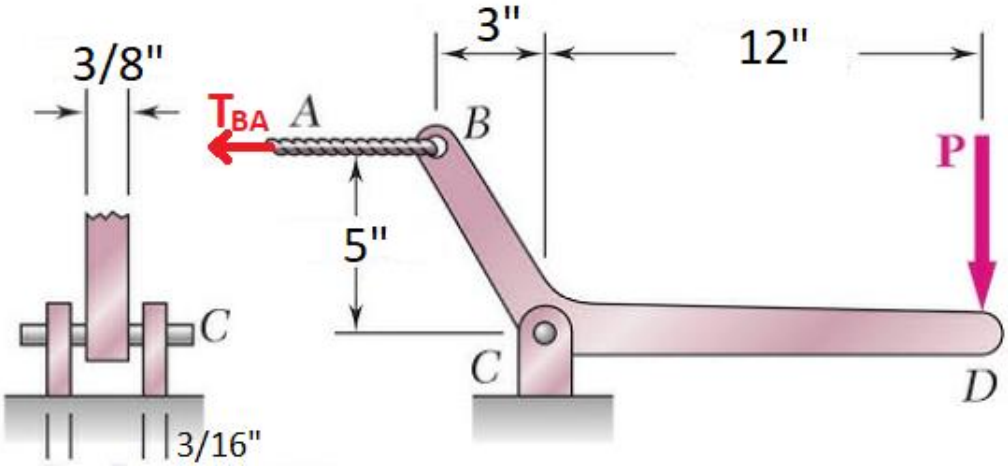
Dimensiones de cálculo del esfuerzo de aplastamiento (bearing stress).

$$f_p = \frac{P}{A} = \frac{P}{td}$$

Los pernos, pasadores y remaches crean tensiones en los miembros que conectan a lo largo de la superficie de apoyo o superficie de contacto.

EJERCICIOS

Un pasador en corte doble se utiliza en la conexión mostrada, si P = 1250 lbs diseñe el diámetro del tornillo si Fv = 15 ksi, y Fp =43 ksi



$\sum M_A$ = 0 = -5 T_{BA} + (1.25)(12)

T_{BA} = 3.0 kips

$\sum F_y = 0 = A_y - 1.25$

$A_y = 1.25$ kips

$\sum F_x = 0 = A_x + 3.0$

A_x = 3.0 kips

$R_A = \sqrt[2]{{A_x}^2 + {A_y}^2} = \sqrt[2]{3^2 + 1.25^2}$ = 3.25 kips

DIAMETRO REQUERIDO

$$d = \sqrt{\frac{4\,P}{nm\pi Fv}}$$

$$d = \sqrt{\frac{4\,(3.25)}{1(2)\pi 15}}$$

$$d = 0.371''$$

Para redondear a octavos se multiplica por 8 y se redondea a entero superior

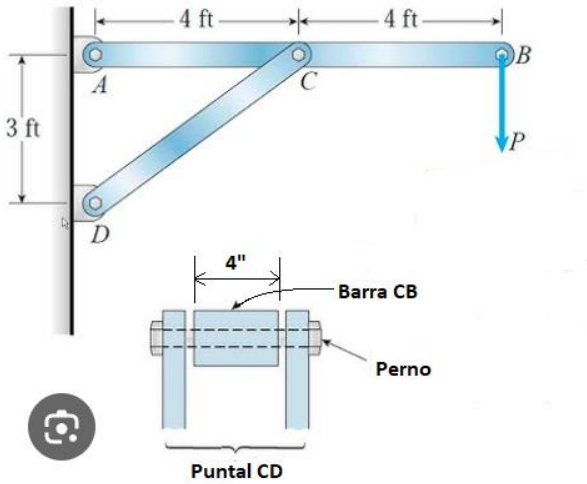
0.371(8) = 2.968 redondeado a 3, por consiguiente, se requiere un tornillo de Ø3/8

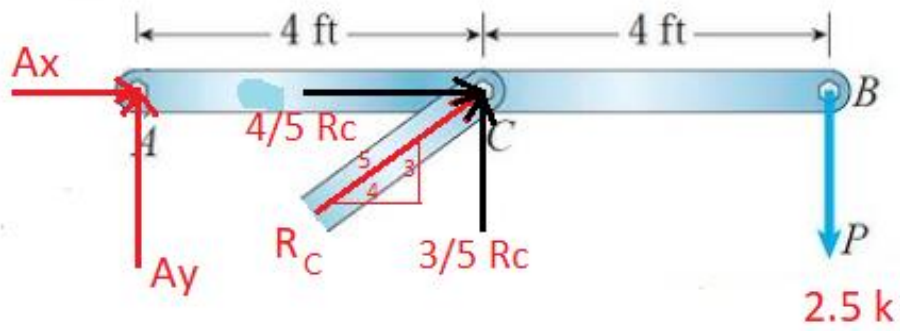
REVISANDO APLASTAMIENTO

Fp = $\frac{P}{dt}$ = = $\frac{3.25}{\left(\frac{3}{8}\right)\left(\frac{3}{8}\right)}$ = 23.11 $<$ 43 correcto

Usemos tornillo Ø3/8”

Un elemento rígido horizontal AB esta sostenido por un puntal inclinado CD, y soporta una carga de P = 2.5 kips en la posición indicada en la figura. El puntal esta formado por dos barras, esta articulado en ambos extremos mediante un tornillo que atraviesa las 3 barras. ¿Si el esfuerzo admisible a cortante Fv = 14 ksi, cual es el diámetro mínimo del tornillo?





$\sum M_A$ = 0 = -(4/5) R_c + (2.5)(8)

C = 6.25 kips

$\sum F_y = 0 = A_y + (4/5)6.25 - 2.5$

$A_y = 2.5$ kips

$\sum F_x = 0 = A_x + (3/5)\ R_c$

A_x = -3.75 kips A_x = 3.75 ←

DIAMETRO REQUERIDO

$$d = \sqrt{\frac{4\ R_C}{nm\pi Fv}}$$

$$d = \sqrt{\frac{4\ (6.25)}{1(2)\pi 15}} = 0.515\ “$$

Redondeando: 0.515(8) = 4.12, O SEA 5/8”

$$d = \frac{5}{8}”$$

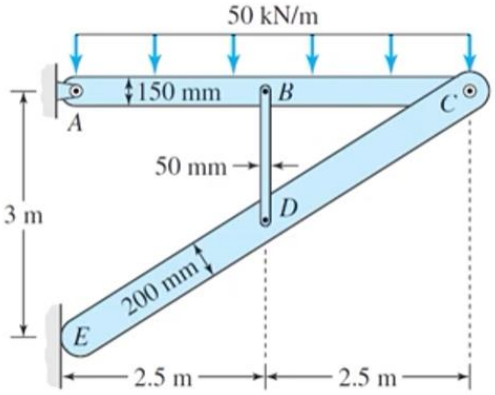
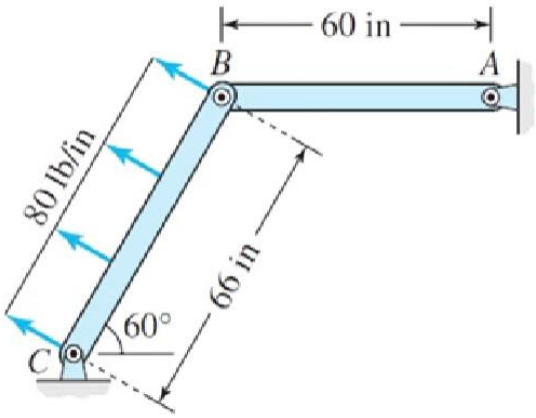
REVISANDO APLASTAMIENTO

$$Fp = \frac{R_c}{dt} = = \frac{6.25}{\left(\frac{5}{8}\right) 4} = 2.5 < 43 \quad \text{correcto}$$

Usemos tornillo Ø5/8”

EJERCICIOS DE PRACTICA

Todos los pernos mostrados en la figura trabajan en cortante simple y tienen un diámetro de 40 mm. La sección transversal de todos los miembros es cuadrada. El apoyo en “E” se puede considerar como una superficie lisa. Determine los esfuerzos cortantes máximos en los pernos y los esfuerzos axiales en el miembro BD



El perno en la ubicación “C” de la figura tiene un diámetro de $\frac{1}{2}$ in y trabaja en cortante doble. El área de la sección transversal de los miembros AB y BC es de $2\ in^2$ y $2.5 in^2$ respectivamente. Determine el esfuerzo axial en el miembro AB y el esfuerzo cortante en el perno en “C”.