

La presente obra aborda los siguientes temas:

- Consideraciones generales de diseño
- Elementos de diseño de marcos, armaduras y puentes.
- Comportamiento elástico, plástico y por pandeo del acero estructural
- Diseño de vigas a flexión
- Diseño de miembros a tensión
- Columnas y puntales axialmente cargados
- Diseño de vigas-columnas
- Conexiones atornilladas y remachadas
- Conexiones soldadas
- Trabes armadas
- Apéndice. Selección de programas de computadoras

DISEÑO DE ACERO ESTRUCTURAL

JOSEPH E. BOWLES

*Catedrático de Ingeniería Civil
en Bradley University*



LIMUSA

GRUPO NORIEGA



México • España • Venezuela • Argentina
Colombia. Puerto Rico

Versión autorizada en español
de la obra publicada en inglés
por McGraw-Hill Book Company, con el título:
STRUCTURAL STEEL DESIGN,
© 1980 by McGraw-Hill, Inc.
ISBN 0-07-006765-1
Versión española:
CARLOS ALBERTO GARCIA FERRER
Ingeniero Químico e Ingeniero Civil
de la Universidad de La Habana, Cuba.

Revisión:
JOSE DE LA CERA ALONSO
Ingeniero Civil de la Facultad de Ingeniería
de la Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM.
Diplom-Ingenieur de la Universidad Técnica de
Munich, Alemania Federal. Profesor de Tiempo
Completo e Investigador del Departamento de Ma-
teriales de la Universidad Autónoma Metropolitana.

Con la colaboración de:
ENRIQUE MARTINEZ ROMERO
Ingeniero Civil de la Facultad de Ingeniería
de la Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM.
Maestría en Ciencias de la Universidad de
Cornell, Estados Unidos. Profesor del Área de
Estructuras de la Facultad de Ingeniería de la
UNAM y Profesor de Estructuras Metálicas en la
Escuela de Ingeniería de la Universidad Anáhuac.
Consultor en Ingeniería Estructural.

La ~~presentación y disposición en conjunto de~~
DISEÑO DE ACERO ESTRUCTURAL
son ~~propiedad del editor. Ninguna parte de esta obra~~
~~puede ser reproducida o transmitida, mediante ningún sistema~~
~~o método, electrónico o mecánico (INCLUYENDO EL FOTOCOPIADO,~~
~~la grabación o cualquier sistema de recuperación y almacenamiento~~
~~de información). sin consentimiento por escrito del editor.~~

Derechos reservados:

© 1993, EDITORIAL LAMUSA, S.A. de C.V.
GRUPO NORIEGA EDITORES
Balderas 95, C.P. 06040, México, D.F.
Teléfono 521-21-05
Fax 512-29-03

Miembro de la Cámara Nacional de la Industria
Editorial Mexicana. Registro número 121

Primera edición: 1984
Primera reimpresión: 1989
Segunda reimpresión: 1991
Tercera reimpresión: 1992
Cuarta reimpresión: 1993
Impreso en México
(11996)

ISBN 968-18-1623-4'

PROLOGO

El propósito principal de este libro de texto es exponer los temas básicos para un primer curso en diseño de acero estructural. El texto contiene elementos de diseño tanto de edificios como de puentes, para usarlo en la secuencia de ingeniería estructural de los programas de ingeniería civil. Si el instructor quisiera hacer énfasis en las estructuras de edificios, el texto también es apropiado como introducción al diseño de acero estructural en los programas de arquitectura.

Se le da aproximadamente igual importancia a las unidades pie-lb-s y SI. Se utilizan en la exposición de los temas ambos sistemas de unidades; los problemas presentados como ejemplo y los que se dan para que los resuelva el alumno están 10 mismo en un sistema de unidades que en el otro. Se adoptó este formato después de entrevistar y consultar a algunos miembros de la facultad y especialistas de distintas industrias afines, que se interesan en este tema. Se acordó que en el texto se debían seguir usando ambos sistemas de unidades, ya que la transición a las unidades métricas no ocurre en la industria de la construcción con la misma rapidez que en otras áreas de la ingeniería. Parece que es necesario este uso dual para proporcionar tanto al estudiante como al instructor con la comprensión necesaria de 10 que representan tanto para el estudiante como para el profesor, el tamaño razonable de un miembro (número), deflexión, o cualquier otro parámetro de diseño, en ambos sistemas de unidades.

La instrucción práctica en el uso de las unidades SI requiere utilizar datos de diseño, y como ninguno de ellos era de fácil obtención, se ha reunido un juego de

tablas con datos de secciones de acero laminado, como suplemento del texto; estos datos se calcularon usando computadoras. Estas tablas por lo general se ajustan a las especificaciones de la AISC y la A-6 de la ASTM. Este grupo de datos también incluye material elaborado con base en las especificaciones de la AISC, AASHTO, y AREA. Se espera que este texto, junto con el manual suplementario *Structura/Steel/Design Data* (SSDD), sean los instrumentos necesarios para un curso de diseño de acero, sin necesidad de ninguna otra obra de consulta. El material presentado en el curso debe ser suficiente para permitir a los estudiantes diseñar miembros estructurales de rutina (y algunos no tan de rutina), ya sea en las unidades p, lb, s o SI, y usando cualesquiera de las tres especificaciones de diseño de acero que es más probable que controlen el diseño – al menos en la práctica en los E. V. A. - Los problemas especializados por lo general no se presentan en el aula, y para estos casos (así como la práctica de diseño en las oficinas de ingeniería y para otros trabajos no académicos), el lector debe obtener, de la agencia correspondiente, una copia de las últimas especificaciones.

Se ha usado la computadora digital como auxiliar en el diseño, de modo algo interactivo (por medio del procesamiento en lotes) para la parte de diseño del curso de diseño de acero. Se ha visto que el uso de la computadora en los cursos de diseño de acero es una de las mejores experiencias académicas para el estudiante, porque los ayuda a adquirir rápidamente experiencia en el área del comportamiento estructural. Esto puede ser por accidente (al perforar de manera equivocada los datos sobre el módulo de elasticidad, área transversal de la sección, o el momento de inercia de un miembro) o por la repetición de un problema de diseño en el que se cambian las dimensiones de los miembros según lo indiquen los resultados de la computadora. En cualesquiera de los casos, los estudiantes perciben con facilidad los efectos de la sección del miembro sobre el comportamiento estructural. El uso de los programas de computadora permite obtener este resultado con sólo una pequeña cantidad de trabajo por parte del estudiante, y sin necesidad de escribir programas.

En el Apéndice del texto se da una lista de algunos programas de computadora, para el uso de quienes no usen ya la computadora como auxiliar del diseño. Estos programas son relativamente simples, pero eficaces, y se pueden perforar fácilmente en tarjetas para ser usadas en un sistema local de computadoras. Se usa el método de reducción del ancho de banda a fin de que sean mínimos los requerimientos de capacidad de la computadora. El autor puede suministrar estos programas en cintas, al costo de la misma, la reproducción y los gastos de envío, para cualquier persona que use actualmente este texto en las aulas.

No se ha tratado de citar, o promover el uso de calculadoras programables de mesa, para simples tareas, como son el diseño de vigas o columnas, debido a la diversidad de dispositivos disponibles (por ejemplo, HP, TI, Sharp, Casio, etc.), cada uno de los cuales requiere un método diferente de programación y además a causa de los continuos y rápidos cambios en las técnicas. Para dar una lista de los múltiples programas necesarios para el empleo de las diversas calculadoras, se hubiese necesitado demasiado espacio de esta obra, en detrimento del estudio de temas más importantes.

El texto trata de establecer un equilibrio entre la teoría y la "manera de proceder". El tratamiento de los temas no es lo suficientemente complejo como para oscurecer las bases, pero tiene la suficiente profundidad para que el lector conozca el origen de las ecuaciones de diseño que aparecen en las varias ecuaciones. Algunas de estas ecuaciones se deducen total o parcialmente, de modo que el lector se dé cuenta de sus limitaciones. También se da una explicación razonablemente detallada de los problemas básicos del diseño y los ejemplos ilustrativos se efectúan por lo general paso por paso. Con este formato, los estudiantes deben ser capaces de resolver los problemas de diseño más complejos a nivel profesional, y obtener soluciones de diseño para los problemas asignados para resolverlos por su cuenta.

Se cita directamente en el texto la bibliografía apropiada para aquellos temas cuyo tratamiento sea limitado pero que sean lo suficientemente importantes como para que el lector desee estudiar el asunto con mayor profundidad. Por lo general, la inclusión de referencias se acostumbra más en la práctica profesional que a nivel escolar. La experiencia adquirida por el autor durante la enseñanza de varios años de diseño de acero, indica que la mayoría de los estudiantes del primer curso de diseño se interesa principalmente en aprender cómo diseñar los diversos tipos de miembros estructurales que se les asignarán para su trabajo en casa o en el laboratorio. En este punto de su desarrollo profesional no están demasiado interesados en las consideraciones teóricas ni en los extensos trabajos de laboratorio de los investigadores y teóricos, que han producido las ecuaciones actuales de diseño.

La complejidad de las ecuaciones de diseño semiteóricas y empíricas, además de la naturaleza del diseño estructural y su íntima relación con las especificaciones y códigos de diseño, hace necesario adoptar una actitud definida sobre el enfoque que se debe utilizar al enseñar el diseño de acero. Es esencial presentar al que los va a usar un juego de datos hipotéticos (o reales) y realizar un diseño como ilustración. Se presume que los estudiantes tienen preparación suficiente en las secuencias básicas de ingeniería y matemáticas, para poder apreciar lo que se ha ilustrado, y luego se les enseña a aplicar los pasos en un problema semejante para así adquirir confianza y, basándose en los problemas ilustrativos extrapolar, con un mínimo de supervisión, a un problema donde los parámetros de diseño sean considerablemente diferentes.

En los problemas de ejemplo se introducen como apropiados, factores prácticos y de fabricación. Se consideran, en varias secciones, la separación de los sujetadores, la distancia al borde, los espacios libres para el montaje, distancias normales de paso, paso de rosca, y mantenimiento. Esto da al usuario un panorama de los problemas de fabricación y otras consideraciones prácticas. Además de todo esto, el texto tiene numerosas fotografías, complementadas con croquis de los elementos y conexiones estructurales, lo que debe ser de ayuda particular al principiante. El lector debe complementar dichas ilustraciones con la observación de armaduras de acero en proceso de construcción. Las fotografías se tomaron especialmente para este libro, para mostrar las características individuales de las estructuras según se vayan estudiando a lo largo de la obra.

En el capítulo 3 se describe brevemente el diseño plástico, junto con los conceptos básicos de la teoría de placas. Se procede de este modo a fin de referir eficazmente al capítulo 3 las ecuaciones que tienen su origen en el diseño plástico o la teoría de placas, lo que representa un ahorro de espacio en el texto. No se hace hincapié en los métodos de diseño plástico por dos razones básicas: no hay suficiente tiempo en un primer curso para cubrir apropiadamente el tema, y además parece ser que, en la práctica profesional se prefiere el diseño elástico.

El autor se ha apartado de la tendencia actual en estos libros para reflejar el formato que se incorporó en algunos de los textos sobre acero publicados en los años cincuenta. Este formato incluye el uso de simples ejemplos ilustrativos, donde se enuncian sencillamente los datos de diseño, así como ejemplos de diseño más realistas. Estos ejemplos se analizan en el capítulo 2 usando la computadora, y se dejan algunos miembros para ser diseñados en capítulos posteriores. El uso de ejemplos sencillos le da al lector una rápida comprensión de los objetivos generales de la exposición. Se usan ejemplos de diseño más detallados para dar un sentido de realismo e indicar claramente que el diseño del acero no es sólo asunto de manipular números. En cada ejemplo se comenta razonablemente el análisis utilizado.

Considerando las restricciones de tiempo en las clases, un diseño de-acero debe ser tan realista como sea posible. Por esta razón se alienta al alumno a procesar cualesquiera de los problemas de diseño estructural, asignados en el capítulo 2, en los capítulos posteriores, rediseñando los miembros según fuere necesario y recalculando una y otra vez el problema para determinar el tamaño de los miembros antes de llegar a diseñar las conexiones, en los capítulos 8 y 9. Se puede crear un falso sentido de seguridad en lo que respecta a la complejidad real del diseño estructural, y hasta de la manera como se llega a las cargas de diseño, si se le dan simplemente al alumno las cargas para cada problema de diseño. Se debe reconocer que los problemas de diseño más realistas requieren mayor esfuerzo físico y *mental* de parte del alumno y un mayor esfuerzo de clasificación de parte del instructor. Se puede compensar un poco este esfuerzo asignando menos problemas totales, pero incluyendo algunos en que se suministran las cargas, para aumentar la confianza, y algunos con problemas de diseño, para aumentar la pericia en el diseño.

El siguiente programa podría ser apropiado para el sistema de semestres:

3 horas semestre. Tratamiento rápido de los capítulos 1 y 3, con el capítulo 3 asignado como lectura. Un tratamiento razonable de los capítulos 4 a 10. Tal vez dos semanas en cada uno de los capítulos 4, 7, y 10.

4 horas semestre. Tratamiento rápido de los capítulos 1 y 3. Dos semanas para los capítulos 2, 4, 7, y 10, seguidos por el diseño real de la estructura de un edificio y un puente de armadura para carreteras, o un edificio industrial, basándose en los análisis del capítulo 2. Una de las estructuras se debe calcular en unidades p, lb, s y la otra en unidades SI. Se debe llevar una libreta de notas del diseño, donde se muestren los cálculos y las entradas y salidas de la computadora. También se aconseja que se labore en grupos, con un máximo de cuatro estudiantes en cada grupo.

AGRADECIMIENTOS

Muchas personas y organizaciones proporcionaron considerable apoyo y ayuda en la preparación de este libro. Primeramente quisiera expresar mi más sincera gratitud al Dr. Peter Z. Bulkeley, Decano de Ingeniería y Tecnología de la Universidad de Bradley, que me concedió la licencia necesaria en mis labores docentes.

También quisiera dar gracias a Mr. Andrew Lally y Mr. Franck Stockwell, Jr., de la AISC, quienes me suministraron una copia preliminar de las nuevas especificaciones de la AISC y quienes me dedicaron el tiempo necesario para revisar junto conmigo las modificaciones más importantes. Mr. Lally también suministró provechosa información sobre cómo realizar las conversiones a unidades SI. Mr. Robert Lorenz, de la Oficina Regional de la AISC en Chicago, tuvo la gentileza de proporcionarme las correcciones más recientes para los cambios preliminares en las especificaciones.

Las corporaciones Bethlehem y la US Steel fueron muy amables al suministrar copias de los nuevos perfiles de sus secciones de acero, casi un año antes de que tuvieran carácter oficial; esto permitió adelantar el trabajo de cálculo por computadora de las tablas del *Structura/ Steel/ Design*. Doy particularmente las gracias a Mr. Roland Graham de la US Steel, quién revisó cuidadosamente secciones escogidas del manuscrito y todo el manual de datos de acero, e hizo muy útiles sugerencias e indicaciones.

Doy mis más expresivas gracias al Dr. Eugen Chesson, del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Delaware, por su gran ayuda al revisar con gran cuidado los manuscritos tanto preliminares como finales del libro. Gracias también al Dr. T. V. Galambos, del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Washington, San Luis, quien revisó el material de diseño para el factor de resistencia de carga.

El autor también desea expresar su agradecimiento a Mr. Gary Zika, ingeniero de construcción de la Pittsburg-Des Moines Steel Company, un antiguo alumno en Bradley, quien ayudó a conseguir muchas de las fotografías usadas en el texto.

Finalmente, doy gracias a mi esposa Faye, que ayudó a mecanografiar el manuscrito, verificó las cifras y las ordenó y, lo que es más importante, fue paciente conmigo durante esos difíciles momentos.

Joseph E. Bow/es

CONTENIDO

Prólogo	5
Capítulo 1 Consideraciones generales de diseño	17
1-1 Tipos de estructuras	17
1-2 Procedimientos de diseño	18
1-3 El acero como material estructural	19
1-4 Productos de acero	22
1-5 Resistencia del acero	25
1-6 Efectos de la temperatura en el acero	27
1-7 Códigos de diseño estructural	31
1-8 Cargas de construcción	33
1-9 Cargas sobre los puentes de carretera y ferrocarril	42
1-10 Cargas de impacto	48
1-11 Cargas sísmicas	50
1-12 Fatiga	56
1-13 Estructuras de acero	59
1-14 Exactitud de los cálculos y de las computadoras electrónicas	65
1-15 Cálculos de ingeniería estructural en unidades SI	65
Capítulo 2 Elementos de diseño de marcos, armaduras y puentes	71
2-1 Métodos de análisis	71
2-2 Análisis de vigas	75

2-3	Estructuras determinadas	78
2-4	Análisis de armaduras	78
2-5	Análisis de marcos rígidos	81
2-6	Análisis de puentes	83
2-7	El programa de computadora que se presenta en el Apéndice	85
2-8	La matriz P	86
2-9	Condiciones de carga	90
2-10	Revisión de la salida de la computadora	91
2-11	Ejemplos de diseño	92
Capítulo 3	Comportamiento elástico, plástico y por pandeo del acero estructural	135
3-1	Introducción	135
3-2	Teoría elástica y teoría plástica de diseño	136
3-3	Factores de seguridad en los diseños elásticos y plásticos	146
3-4	Deflexiones de diseño plástico vs deflexiones de diseño elástico	148
3-5	Longitud de la articulación plástica	149
3-6	Diseño elástico y diseño plástico	150
3-7	Diseño por factor de resistencia de carga	157
3-8	Pandeo local de placas	158
3-9	Resistencia posterior al pandeo de placas	164
Capítulo 4	Diseño de vigas a flexión	169
4-1	Consideraciones generales	169
4-2	Diseño de vigas por el método elástico	173
4-3	Diseño de vigas continuas	181
4-4	Pandeo y aplastamiento del alma	183
4-5	Criterios de cortante	187
4-6	Flexión según el eje fuerte y flexión según el eje débil	188
4-7	Deflexiones	189
4-8	Flexión biaxial y flexión en secciones asimétricas	192
4-9	Centro de cortante de secciones abiertas	200
4-10	Diseño de vigas sin soporte lateral	203
4-11	Vigas con patines no paralelos	212
4-12	Diseño de largueros de puente y vigas de piso	214
4-13	Vigas compuestas	220
4-14	Diseño de vigas usando el factor de resistencia de carga (DFRC)	241
Capítulo 5	Diseño de miembros a tensión	249
5-1	Tipos de miembros a tensión	249
5-2	Esfuerzos permisibles a tensión	251

5-3	Consideraciones generales de diseño	254
5-4	Esfuerzos debidos a la carga axial sobre la sección neta	261
5-5	Diseño de las barras a tensión	263
5-6	Secciones netas	265
5-7	Diseño de miembros a tensión según el AISC	271
5-8	Diseño de miembros a tensión en los puentes	275
5-9	Diseño de cables	278
5-10	Diseño de miembros a tensión usando el DFRC	284
Capítulo 6	Columnas y puntales axialmente cargados	293
6-1	Introducción	293
6-2	La fórmula de Euler para columnas	294
6-3	Columnas con condiciones de extremo	297
6-4	Esfuerzos permisibles en las columnas de acero	298
6-5	Diseño de miembros armados a compresión	312
6-6	Placas de base de columnas	326
6-7	Soporte lateral de las columnas	333
6-8	Diseño de columnas y puntales usando el DFRC	334
Capítulo. 7	Diseño de vigas-columnas	341
7-1	Introducción	341
7-2	Consideraciones generales sobre la carga axial combinada con la flexión	344
7-3	Longitudes efectivas de columnas en marcos de edificios	348
7-4	Deducción de las fórmulas de diseño para vigas-columnas	359
7-5	Determinación del coeficiente C_m de reducción por interacción	366
7-6	Fórmulas de diseño de la AASHTO y el AREA, para vigas-columnas	367
7-7	Diseño de vigas-columnas usando las ecuaciones de interacción	368
7-8	Columnas escalonadas y columnas con carga axial intermedia	377
7-9	Control del desplazamiento lateral	384
7-10	Diseño de vigas-columnas usando el DFRC	386
Capítulo 8	Conexiones atornilladas y remachadas	395
8-1	Introducción	395
8-2	Remaches y conexiones remachadas	399
8-3	Tornillos de alta resistencia	403
8-4	Factores que afectan el diseño de las juntas	409

14 CONTENIDO

8-5	Remaches y tornillos sometidos a cargas excéntricas	425
8-6	Conexiones de las vigas a los marcos	435
8-7	Sujetadores sometidos a tensión	439
8-8	Conexiones sometidas a cortante y tensión combinados	447
8-9	Conexiones por momento (Tipo 1)	451
8-10	Factor de resistencia de carga (DFRC) para diseño de conexiones	457
Capítulo 9	Conexiones soldadas	465
9-1	Consideraciones generales	465
9-2	Electrodos para soldar	468
9-3	Tipos de juntas y soldaduras	469
9-4	Desgarramiento laminar	475
9-5	Orientación de las soldaduras	476
9-6	Conexiones soldadas	477
9-7	Conexiones soldadas sometidas a cargas excéntricas	486
9-8	Placas soldadas para bases de columnas	496
9-9	Conexiones soldadas para placas de extremo	499
9-10	Conexiones soldadas en las esquinas	502
9-11	Diseño de soldaduras de filetes, usando el DFRC	508
Capítulo 10	Trabes armadas	513
10-1	Generalidades	513
10-2	Cargas	519
10-3	Proporcionamiento del patín y el alma de las trabes y secciones armadas	522
10-4	Cubreplacas de longitud parcial	527
10-5	Proporciones generales de las trabes armadas	530
10-6	Teoría del diseño de las trabes armadas - AISC	532
10-7	Teoría del diseño de las trabes armadas — AASHTO y AREA	553
Apéndice	Selección de programas de computadoras	575
A-1	Programa para el análisis de un marco	575
A-2	Generador de la matriz de cargas para el caso de camiones, según la AASHTO, en un puente de armadura	588
A-3	Generador de la matriz de carga, según el AREA, para la carga COOPER E-80 en un puente de armadura	592
Índice		597

DISEÑO DE ACERO ESTRUCTURAL



Figura 1-1 El puente Eads a través del Mississippi en St. Louis, Missouri. Este puente de ferrocarril y carretera, terminado en 1874, representa uno de los primeros usos del acero de alta resistencia ($F_y = 50$ a 55 kip/pulg²) en los Estados Unidos, para una estructura importante. Al fondo se puede ver el arco de Sto Louís, con 192 m (630 pies) de altura, cubierto con una película de acero inoxidable.

CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO

1-1 TIPOS DE ESTRUCTURAS

El ingeniero estructural se ocupa del diseño de una variedad de estructuras que incluyen, pero que no necesariamente se limitan, a las siguientes:

Puentes: Para ferrocarriles, carreteros, y de peatones.

Edificios: Que incluyen estructuras de marco rígido, marcos simplemente conectados, muros de carga, soportados por cables, y en voladizo. Se pueden considerar o usar numerosos esquemas de soporte lateral, como armaduras, simples y alternadas, y un núcleo central rígido. Además, se pueden clasificar los edificios según su empleo o altura como edificios de oficinas, industriales, fábricas, rascacielos, etc.

Otras estructuras: Incluyen torres para transmisión de potencia, torres para instalaciones de radar y TV, torres de transmisión telefónica, servicios de suministro de agua, y servicios de terminales de transporte, que incluyen ferrocarriles, camiones, aviación y marina.

Además de las estructuras anteriores, el ingeniero estructural también se ocupa del diseño de navíos, aeroplanos, partes de diversas máquinas y otros equipos mecánicos, automóviles, presas y otras estructuras hidráulicas, incluyendo el suministro de agua y la eliminación de desperdicios.

En este libro se trata en primer término del diseño estructural usando metales, y en particular, perfiles estructurales estándar como los que producen directamente los diversos fabricantes de acero, o en algunos casos con el uso de miembros que se componen de placas y perfiles de acero y que se fabrican en las fábricas productoras de acero o en talleres locales de elaboración de acero.

1-2 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO

El diseño estructural requiere la aplicación del criterio del ingeniero para producir un sistema estructural que satisfaga de manera adecuada las necesidades del cliente o el propietario. A continuación, este sistema se incorpora a un modelo matemático para obtener las fuerzas en los miembros. Como el modelo matemático nunca representa con exactitud la estructura real, otra vez es necesaria la habilidad del ingeniero para evaluar la validez del análisis a fin de poder aplicar las tolerancias apropiadas a la incertidumbre tanto en la deformación como en la estática.

Con base en las propiedades de los materiales, la función estructural, las consideraciones ambientales y estéticas, se efectúan modificaciones geométricas en el análisis del modelo, y se repiten los procesos de resolución hasta obtener una solución que produce un equilibrio satisfactorio entre la selección del material, la economía, las necesidades del cliente, sus posibilidades económicas, y diversas consideraciones arquitectónicas. Rara vez, excepto quizás en las estructuras más elementales, se obtiene una única solución; única en el sentido de que dos compañías de ingeniería estructural obtendrían exactamente la misma solución.

✎ En la práctica de la ingeniería estructural, el diseñador dispone, para su posible uso, de numerosos materiales estructurales, que incluyen acero, concreto, madera, y posiblemente plásticos y/o algunos otros metales, como aluminio y hierro colado. A menudo, el empleo o el uso, el tipo de estructura, la situación u otro parámetro de diseño impone el material estructural. En este texto se supone que el diseño ha llegado al punto en que se ha decidido la forma estructural (es decir, como armadura, trabe, marco, domo, etc.) y que se han eliminado todos los diversos materiales estructurales alternativos posibles, en favor del uso del acero. Se procede entonces a efectuar cualquier análisis estructural requerido, y se hace la selección del miembro y el diseño de la conexión, que sea apropiada al asunto en estudio.

Las limitaciones de espacio y tiempo en el texto y en las aulas, limitan necesariamente al mínimo esencial la complejidad de la presentación del diseño. El lector debe estar consciente de que el diseño real es considerablemente mucho más complejo, aún con experiencia, que las simplificaciones presentadas en los siguientes capítulos.

La seguridad, como preocupación de diseño tiene precedencia sobre todas las otras consideraciones de diseño. La "seguridad" de cualquier estructura depende, naturalmente, de las cargas subsiguientes. Como la estructura, después de su construcción, siempre estará sometida a cargas, y no siempre del modo o ma-

nera con que fue diseñada, la selección de las cargas de diseño constituye un problema de estadística y probabilidad. Esta parte del problema resultaría bastante subjetiva, y produciría diseños extremadamente dispares, si no fuese por los códigos de construcción que se han desarrollado (y que en una forma u otra se usan casi universalmente); estos códigos establecen límites mínimos requeridos o sugeridos en aquellos casos en que la seguridad pública constituye un factor importante.

1-3 EL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

El acero es uno de los más importantes materiales estructurales. Entre sus propiedades de particular importancia en los usos estructurales, están la alta resistencia, comparada con cualquier otro material disponible, y la ductilidad. (Ductilidad es la capacidad que tiene el material de deformarse sustancialmente ya sea a tensión o compresión antes de fallar) Otras ventajas importantes en el uso del acero son su amplia disponibilidad y durabilidad, particularmente con una modesta cantidad de protección contra el intemperismo.

El acero se produce por la refinación del mineral de hierro y metales de desecho, junto con agentes fundentes apropiados, coke (para el carbono) y oxígeno, en hornos a alta temperatura, para producir grandes masas de hierro llamadas arrabio de primera fusión. El arrabio se refina aún más para remover el exceso de carbono y otras impurezas y/o se alea con otros metales como cobre, níquel, cromo, manganeso, molibdeno, fósforo, sílice, azufre, titanio, columbio, y vanadio, para producir las características deseadas de resistencia, ductilidad, soldadura y resistencia a la corrosión.

Los lingotes de acero obtenidos de este proceso pasan entre dos rodillos que giran a la misma velocidad y en direcciones opuestas para producir un producto semiterminado, largo y de forma rectangular que se llama plancha o lingote, dependiendo de su sección transversal. Desde aquí, se envía el producto a otros molinos laminadores para producir el perfil geométrico final de la sección, incluyendo perfiles estructurales así como barras, alambres, tiras, placas y tubos. El proceso de laminado, además de producir el perfil deseado, tiende a mejorar las propiedades materiales de tenacidad, resistencia y maleabilidad. Desde estos molinos laminadores, los perfiles estructurales se embarcan a los fabricantes de acero o a los depósitos, según se soliciten.

El fabricante de estructuras de acero trabaja con los planos de ingeniería o arquitectura para producir dibujos detallados de taller, de los que se obtienen las dimensiones requeridas para cortar, aserrar, o cortar con antorcha, los perfiles al tamaño pedido y localizar con exactitud los agujeros para barrenar o punzonar. Los dibujos originales también indican el acabado necesario de la superficie de las piezas cortadas. Muchas veces se arman las piezas en el taller para determinar si se tiene el ajuste apropiado. Las piezas se marcan para facilitar su identificación en el campo y se embarcan las piezas sueltas o armadas parcialmente hasta el sitio de la obra para su montaje. El montaje en el sitio la ejecuta a menudo el propio fabricante, pero la puede hacer el contratista general.

Entre las más importantes propiedades estructurales del acero se tienen las siguientes:

1. *Módulo de elasticidad, E.* El rango típico para todos los aceros (relativamente independiente de la resistencia de fluencia) es de 28 000 a 30 000 k/pulg- ó 193 000 a 207 000 MPa.* El valor de diseño se toma por lo general como 29 000 k/pulg- ó 200 000 MPa.
2. *Módulo de cortante, G.* El módulo de cortante de cualquier material elástico se calcula como

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)}$$

donde μ = coeficiente de Poisson que se toma como 0.3 para el acero. Usando $\mu = 0.3$ se obtiene un valor de $G = 11\,000$ k/pulg- ó 77000 MPa.

3. *Coeficiente de expansión térmica, α .* El coeficiente de expansión térmica puede tomarse como

$$\alpha = 11.25 \times 10^{-6} \text{ por } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta L = \alpha(T_f - T_i)L \quad (\text{pies o metros, dependiendo de la longitud } L)$$

En estas ecuaciones, la temperatura está en grados Celsius. Para convertir de Fahrenheit a Celcius, se usa

$$C = \frac{5}{9}(F - 32)$$

4. *Punto de fluencia y resistencia última.* En la tabla 1-1 se dan los puntos de fluencia de los varios grados de acero que interesan al ingeniero estructural, y que se producen en las fábricas de acero.
5. *Otras propiedades de interés.* Estas propiedades incluyen la densidad de masa del acero que es 490 lbs/pie³ ó 7.850 ton/m³! (1 ton = 1 000 kg); o en términos del peso unitario, el valor para el acero es 490 lbs/pie³ ó 76.975 kN/m³. Por lo general, se acepta la gravedad específica del acero como 7.85. La conversión de las unidades fps de lb/pie a unidades SI de kN/m y kg/m se obtiene como sigue.

Dados: lb/pie y se requiere convertirlas a:

$$\text{kg/m: } \frac{\text{lb}}{\text{pie}} \times 0.4535924 \frac{\text{kg}}{\text{lb}} \times 3.2808 \frac{\text{pie}}{\text{m}} = 1.488164 \frac{\text{lb}}{\text{pie}} = \text{kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{kN/m: } & \frac{\text{lb}}{\text{pie}} \times 0.4535924 \frac{\text{kg}}{\text{lb}} \times 3.2808 \frac{\text{pie}}{\text{m}} \times 0.009806650 \frac{\text{kN}}{\text{kg}} \\ & = 0.0145939 \frac{\text{lb}}{\text{pie}} = \text{kN/m} \end{aligned}$$

• MPa, megapascal = 1×10^6 N/m².

Tabla 1-1 Datos de los perfiles de acero estructural

Tipo	Denominación de la ASTM	F_y				Fultim.		Espesor de placas y barras		Grupo'
		kip/pulg ²	MPa	kip/pulg ²	MPa	pulg	mm	pulg	mm	
Carbono	A-36	36	250	58-80	400-550	8	203			1 hasta 5 inclusive
Alta resistencia, aleación baja ^b	A-242	40	275	60	415	4 a 8	102 a 203			
	A-440	42	290	63	435	1.5 a 4	38 a 102			4 y 5
	A-441	46	315	67	460	0.75 a 1.5	19 a 38			3
		50	345	70	485	0.75	19			1 Y 2
Alta resistencia, aleación baja Columbio-vanadio	A-572 grado 42	42	290	60	415	hasta 6	hasta 152.4			1 hasta 5 inclusive
	grado 45	45	310	60	415	hasta 2	hasta 50.8			1 hasta 5 inclusive
	grado 50	50	345	65	450	hasta 2	hasta 50.8			1 hasta 4 inclusive
	grado 55	55	380	70	485	hasta 1.5	hasta 38.1			1, 2, 3, y 4 hasta 426 lb/pie (639 kg/m)
	grado 60	60	415	75	520	hasta 1.25	hasta 31.8			1 Y 2
	grado 65	65	450	80	550	hasta 1.25	hasta 31.8			1
Alta resistencia, baja aleación	A-588 grado 42	42	290	63	435	5 a 8	127 a 203			-
	grado 46	46	315	67	460	4 a 5	102 a 127			-
	grado 50	50	345	70	485	hasta 4	hasta 102			1 hasta 5 inclusive

'Véanse las tablas de datos de las secciones de acero (por ejemplo, tabla 1-1 ó V-1 del *Structural Steel Design Data* de L.E. Bowles).

^bPuede que sea difícil obtener el acero A-440, porque no es soldable,

Nótese que se han usado indistintamente en el sistema fps, la lb masa y la libra fuerza debido a que la fuerza que produce la aceleración es la fuerza de la gravedad. Esto no se puede hacer en el sistema SI, puesto que el newton es una unidad derivada que define la fuerza necesaria para acelerar 1-kg masa 1 m/s². La aceleración debida a la gravedad es aproximadamente 9.807 m/s²,

Ejemplo: Dado un perfil estructural laminado que pesa 300 lb/pie (el mayor de todos, W36).

Se requiere: masa/m y peso/m.

Solución: masa/m = kg/m = 1.488164(300) = 446.4 kg/m

peso/m = kN/m = 0.0145939(300) = 4.38 kN/m

El valor de la *masa* se usaría para hacer estimaciones de costos de material y para solicitar las cantidades necesarias de la fábrica de acero. El valor de *peso* se usa para calcular cargas, momentos flectores y esfuerzos.

1-4 PRODUCTOS DE ACERO

Los lingotes de acero de la refinación del arrabio se laminan para formar placas de anchos y espesores variables; diversos perfiles estructurales; barras redondas, cuadradas y rectangulares; y tubos. La mayor parte del laminado se efectúa sobre el acero en caliente, y el producto se llama "acero laminado en caliente". Algunas de las placas más delgadas se laminan o doblan aún más, después de enfriadas, para hacer productos de acero laminados en frío o "formados en frío". En las siguientes secciones se describen varios de los perfiles más comunes.

1-4.1 Perfiles W

El perfil estructural que se usa con mayor frecuencia es el perfil de patín ancho o W. Este perfil es doblemente simétrico (tanto con respecto al eje de las x como para el eje de las y), que consiste en dos patines de forma rectangular conectados por una placa de alma también rectangular. Las caras del patín son esencialmente paralelas con la distancia interior entre patines para la mayoría de los grupos, con una dimensión constante".** Hay alguna variación debido al desgaste del rodillo laminador y otros factores, pero la distancia se mantiene constante dentro de las tolerancias de la ASTM. El perfil se produce como se ilustra en la figura 1-1.

La designación: W16 x 40 significa un peralte nominal total de 16 pulg y con un peso de 40 lb/pie.

La designación: W410 x 59.5 es la misma W16 anterior con un peralte nominal en mm (basado en el promedio aproximado de los peraltes de todas las secciones y redondeado hasta los más cercanos 5 mm) y con una masa de 59.5 kg/m.

* Las varias secciones con peralte nominal constante. Cuando un grupo consiste en un gran número de secciones, se puede usar una segunda distancia interior al patín.

** Puede haber diferencias considerables entre los peraltes nominales y los reales (N. del R.).

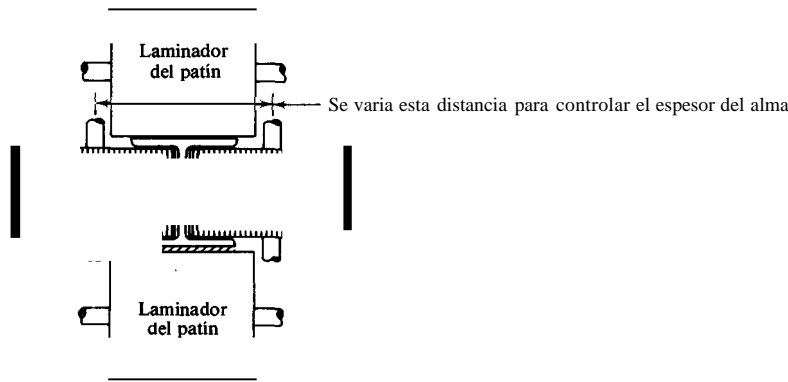


Figura 1-1 Método de laminación de un lingote de acero para producir un perfil W. Se ha de notar Que la variación de los rodillos y la configuración de los mismos produce perfiles S, C, y de angulares.

Antes de 1978, cuando menos una sección W en la designación de un grupo tenía "exactamente" el peralte nominal indicado (o sea una W16 tenía un peralte de 16.00 pulg; una W18 tenía un peralte de 18.00 pulg). Ahora, la W16 más cercana es la W16 x 40, con un peralte indicado de 16.01 (por ejemplo, la W21 varía de 20.66 a 22.06 pulg). Para la W14, el equivalente SI es W360, pero el intervalo real es de 349 a 570 mm (en este caso, el "promedio" estaba muy lejos del valor nominal y la designación W360 se usó algo arbitrariamente).

Se debe notar que el producto laminado se contrae al enfriarse y con una tasa variable que depende del espesor en cualquier punto de la sección transversal. Los rodillos laminadores que se usan para producir los perfiles están sujetos a desgaste, lo que unido a las enormes fuerzas implicadas en el proceso de laminado, solamente dará lugar a la producción de perfiles nominales (que varían de los valores teóricos o de diseño). La especificación A-6 de la American Society for Testing and Materials (ASTM) da, en su Parte 4, tolerancias permisibles de laminado, incluyendo la cantidad de alabeo en el patín y el alma y la desviación permisible en el peralte del alma para que la sección sea satisfactoria. En general, la máxima variación permisible en el peralte, medida en el plano del alma es $\pm \frac{1}{8}$ pulg ó 3 mm. Sin embargo, nótese que la diferencia permisible en el peralte de dos vigas laminadas con un peralte teórico de 16.01 puede producir peraltes extremos de 15.8885 a 16.135 pulg o sea una diferencia de $\frac{1}{4}$ pulg ó 6 mm. Estas variaciones deben tenerse en cuenta, en particular al convertir a dimensiones SI para el detallado, los espacios libres y el acoplamiento de las piezas.

1-4.2 Peñiles S

Son perfiles doblemente simétricos producidos de acuerdo con las dimensiones adoptadas en 1896 y que se conocían anteriormente como vigas I o vigas American Standard. Hay tres diferencias esenciales entre los perfiles S y W:

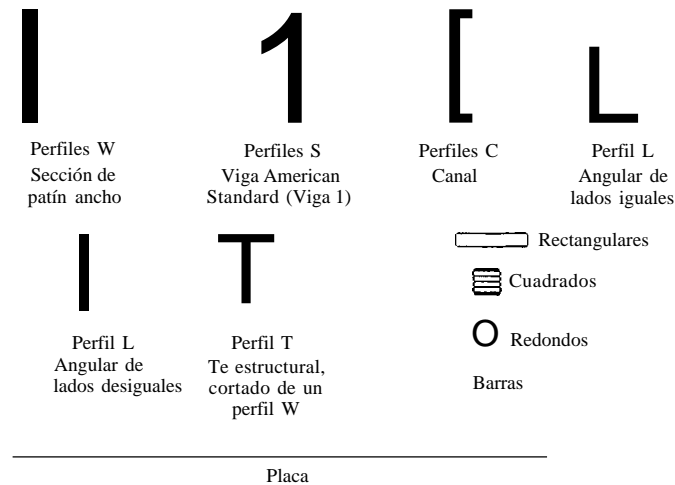


Figura 1-2 Perfiles estructurales tal como son producidos directamente por los fabricantes de acero.

1. El ancho del patín del perfil S es menor.
2. La cara interna del patín tiene una pendiente de aproximadamente 16.7° .
3. El peralte teórico es el mismo que el peralte nominal. Una viga S510 x 111.6 es un perfil con peralte nominal 510 mm x 111.6 kg/rn (S20 x 75).

1-4.3 Perfiles M

Son perfiles doblemente simétricos que no se clasifican como perfiles W o S. Existen unos 20 perfiles ligeros, clasificados como perfiles M. Un perfil M360 x 25.6 es el mayor de la clasificación M, y es una sección de peralte nominal de 360 mm y una masa de 25.6 kg/m (M14 x 17.2).

1-4.4 Perfiles C

Son perfiles de canal, producidos de acuerdo con estándares dimensionales adoptados en 1896. La pendiente interna del patín es la misma que la de los perfiles S. Estos canales se llamaban anteriormente canales Standard o American Standard. Los peraltes teóricos y nominales son idénticos (lo mismo que para los perfiles MC que se describen a continuación).

Un C150 x 19.3 es un perfil estándar de canal con un peralte nominal de 150 mm y una masa de 19.3 kg/m (C6 x 13).

1-4.5 Perfiles Me

Estos son perfiles en canal que no se clasifican como perfiles C. Se conocían como canales diversos o para construcción de barcos.

1-4.6 Perfiles L

Estos perfiles pueden ser angulares de lados iguales o desiguales. Todos los angulares tienen paralelas las caras de los lados. Las dimensiones de los lados del angular pueden tener una variación de ± 1 mm en el ancho.

Un perfil $L6 \times 6 \times \frac{3}{4}$ es un angular de lados iguales con dimensión nominal de 6 pulg y un espesor de $\frac{3}{4}$ pulg.

Un perfil $L89 \times 76 \times 12.7$ es un angular de lados desiguales con dimensiones en sus lados de 89 y 76 mm respectivamente, y un espesor de 12.7 mm en sus lados ($L3\frac{1}{2} \times 3\frac{1}{2}$).

1-4.7 Perfiles T

Las tes estructurales son miembros estructurales que se obtienen cortando perfiles W (para WT), S (para ST), o M (para MT). Por lo general se hace el corte de tal modo que se produce un perfil con área equivalente a la mitad del área de la sección original, pero a menudo se puede desplazar el corte cuando se requiere una sección con mayor peralte. Las tablas publicadas con perfiles T se basan en cortes simétricos. No se tiene en cuenta la pérdida de material debido al corte de la sección original, por aserramiento o corte con soplete.

Un perfil $WT205 \times 29.8$ es una te estructural con un peralte nominal de 205 mm y una masa de 29.8 kg/m , y se obtiene dividiendo la sección $W410 \times 59.5$ (de una sección $W16 \times 40$).

En la figura 1-2 se muestran varios perfiles laminados estructurales.

1-5 RESISTENCIA DEL ACERO

En todo diseño de acero se tiene en consideración la resistencia de fluencia del material. La resistencia de fluencia de diversos grados de acero que están disponibles para el diseño, se pueden ver en la Tabla 1-1. La *resistencia de fluencia* es el mínimo valor garantizado por el productor de acero y que se basa en el promedio estadístico y la consideración del valor mínimo de fluencia obtenido mediante gran número de pruebas. Así, para el acero A-36, el valor garantizado es $F_y = 36$ k/pulg- ó 250 MPa, pero el valor más probable será del orden de 43 a 48 k/pulg- (300 a 330 MPa; véase las figuras 1-3a y 1-3b. De modo similar, un acero A-441, con un punto de fluencia de 345 MPa, tendrá una resistencia de fluencia del orden de 400 MPa. Conforme la fluencia garantizada aumenta hasta aproximadamente 450 MPa (65 k/pulg-) los valores real y garantizado, convergen.

Desde cerca de 1900 a 1960, el grado principal de acero disponible era llamado A-7 con $F_y = 33$ k/pulg-. En 1954 se introdujo un grado A-373 para usar con soldadura y $F_y = 32$ k/pulg-; esto fue la consecuencia de la mayor popularidad de la soldadura debido a las actividades en la construcción de buques en la Segunda Guerra Mundial. Cuando se renueven edificios más antiguos, el inge-

del patín (y como se muestran en las tablas 1-1, 1-2. V-1, y V-2)*, compatibles con el grado del acero. El diseñador simplemente tiene que buscar en dichas tablas para ver si está disponible el perfil en el grado que se requiere o se desea. Por ejemplo, en el grado 450-MPa, sólo los perfiles del grupo 1, califican para el espesor del patín. En el grupo 1, solamente se dispone de perfiles W18 con valores entre 35 y 60 lb/pie, inclusive (son las cinco secciones más pequeñas y con un máximo espesor de la pieza de 0.695 pulg).

La especificación ASTM A-588 permite $F_y = 345$ MPa para un acero de alta resistencia y baja aleación cuyo espesor puede llegar hasta 100 mm (4 pulg). El acero descrito en dicha especificación se usa principalmente para trabajos de soldadura y es resistente a la corrosión.

En términos de costo/unidad de masa, el acero A-36 es el más económico. Los aceros de alta resistencia tienen su aplicación principal en aquellos casos donde los esfuerzos son principalmente de tensión. Las vigas de acero de alta resistencia pueden tener una deflexión excesiva, debido al módulo de sección reducido. Las columnas de acero de alta resistencia pueden resultar menos económicas que el acero A-36 si la relación de esbeltez (KL/r) es grande. Las trabes híbridas en que se usa acero de alta resistencia en los patines, o las columnas armadas en que se usa acero de alta resistencia puede que suministren mejores soluciones en los casos en que se restrinjan las dimensiones de los miembros. En un caso determinado, es necesario efectuar un análisis económico y de disponibilidad para determinar si es apropiado usar acero de alta resistencia.

1-6 EFECTOS DE LA TEMPERATURA EN EL ACERO

1-6.1 Efectos de las altas temperaturas

El acero no es un material inflamable; sin embargo, la resistencia depende en alto grado de la temperatura, como se ilustra en la figura 1-4. A 1 000°F, la resistencia tanto de fluencia como de tensión es alrededor del 60 a 70 por ciento de la obtenida a la temperatura ambiente (alrededor de 70°F). La pérdida de resistencia es bastante notable a altas temperaturas, como se muestra en la figura, donde se ve que la resistencia a 1 600°F es sólo el 15 por ciento de la resistencia a la temperatura ambiente. Las estructuras de acero que encierran materiales inflamables requerirán protección contra incendios para controlar la temperatura del metal el tiempo suficiente para que los ocupantes lleguen a un lugar seguro o para que el fuego consuma los materiales combustibles o que se pueda apagar antes de que el edificio se desplome. En muchos casos, el edificio no llega a desplomarse, aun a altas temperaturas; más bien, la deformación de los miembros sobrecalentados es demasiado grande para ser aceptable y dichos miembros deben ser removidos.

* Véase la nota a al pie de la tabla 1-1, en J. E. Bowles, *Structural Steel Design Data Manual*, McGraw-Hill, Nueva York, 1980.

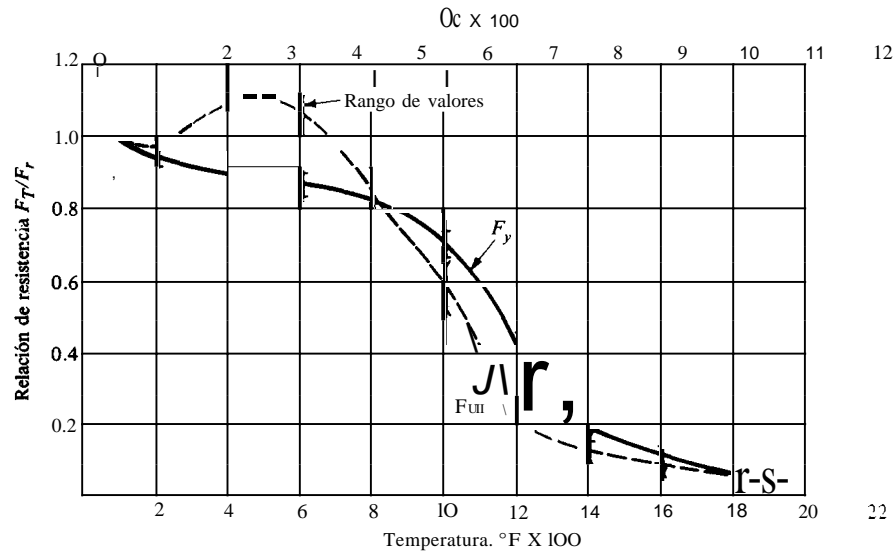
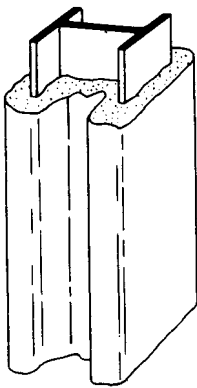


Figura 1-4 Efecto de las temperaturas elevadas ya sea sobre la fluencia o la resistencia última a tensión, expresado como una relación de la resistencia a la temperatura ambiente de aproximadamente 70°F.

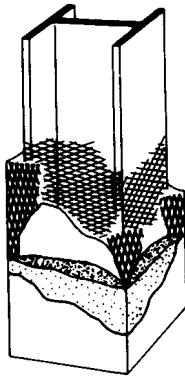
Se han establecido clasificaciones de protección contra incendios para los diversos materiales y espesores que se pueden aplicar a un miembro estructural para controlar la temperatura. Se incluyen productos a base de yeso, o concreto ligero que se puede rociar sobre el miembro (véase la figura 1-5) o tableros aislantes de fibra para proteger el acero. Cuando el miembro de acero sea hueco, se puede proveer un líquido con un agente anticongelante, para el control de las altas temperaturas. La clasificación de incendios se basa en el número de horas que le toma al acero alcanzar una temperatura promedio de 540 a 650°C para el espesor dado de material de protección contra incendios, utilizando un procedimiento estándar de prueba según viene dado por la ASTM E-119 (en la Parte 18). Una clasificación de incendio de 2 horas, que se usa comúnmente, indica que tarda 2 horas que la temperatura del acero alcance el nivel indicado por la prueba estándar. Las primas de seguros se basan en la clasificación en horas del incendio y son menores para las clasificaciones más altas del incendio, debido a la reducida probabilidad de que el incendio pueda producir daños críticos.

1-6.2 Efectos de las bajas temperaturas

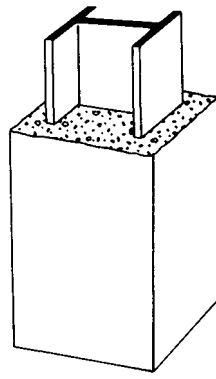
La fractura frágil a menudo se asocia con las bajas temperaturas. Básicamente, la fractura frágil ocurre sin que haya fluencia del material. Las curvas de esfuerzo-deformación de la figura 1-3 indican que en la falla usual de un espécimen a tensión, tiene lugar una considerable elongación. De hecho, en la prueba estándar a



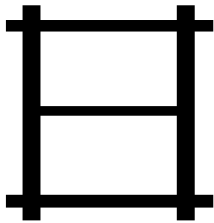
a)



b)



c)



d)

Materiales de protección contra el fuego	Peso unitario	
	pcf	Ib/pie ³
Concreto de cenizas	110	17.3
Tableros de yeso	30-40	4.7-6.3
Mortero, cemento y arena	100	15.7
Concreto de pizarra expandida		
Vermiculita	80-105	12.6-16.5
Perlita	30-35	4.7-5.5

Por lo general se debe usar 35 mm de protección contra el fuego para un fuego de 2 hr; obténganse los valores específicos de espesor ya sea mediante pruebas o de los productores del yeso, perlita, etc.

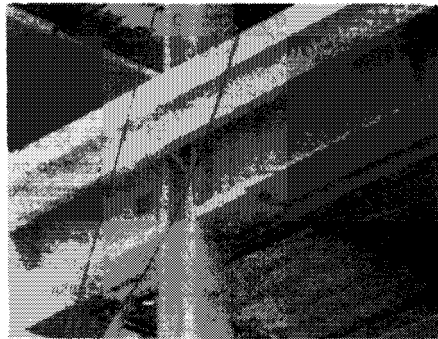


Figura 1-5 Métodos para obtener la resistencia a los incendios de los miembros estructurales de acero. a) Fibras rociadas. b) Listones y yeso. c) Concreto ligero (colado). d) Tableros de yeso - se usan los tableros para aumentar el espesor. e) Detalle del material aislante, rociado en una esquina. El espesor aumenta mediante varias rociadas. f) Detalle del material aislante rociado sobre la viga.

tensión de la ASTM, se especifica un por ciento mínimo de elongación para el acero. En el diseño del acero está implícita la deformación resultante (fluencia) del material bajo un alto esfuerzo local. Cuando el material sufre elongación, las dimensiones laterales se contraen, debido al efecto de Poisson. Si las dimensiones

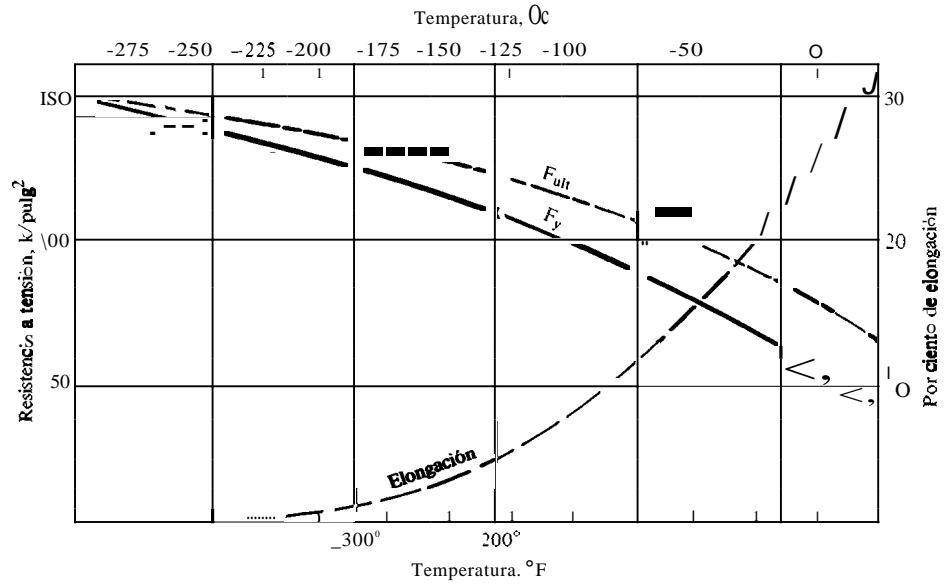


Figura 1-6 Efecto de la baja temperatura en la fluencia y resistencia última a tensión y en la elongación de un espécimen.

laterales están total, o hasta parcialmente restringidas, el acero se separará sin desarrollar totalmente su potencial de fluencia. Este tipo de falla constituye lo que se conoce como "fractura frágil". En la figura 1-6 se muestra que la elongación disminuye en todo caso con la baja temperatura. En la figura 1-7 se ilustra el efecto de concentración de esfuerzos que ocurre en una muesca -siendo una muesca cual-

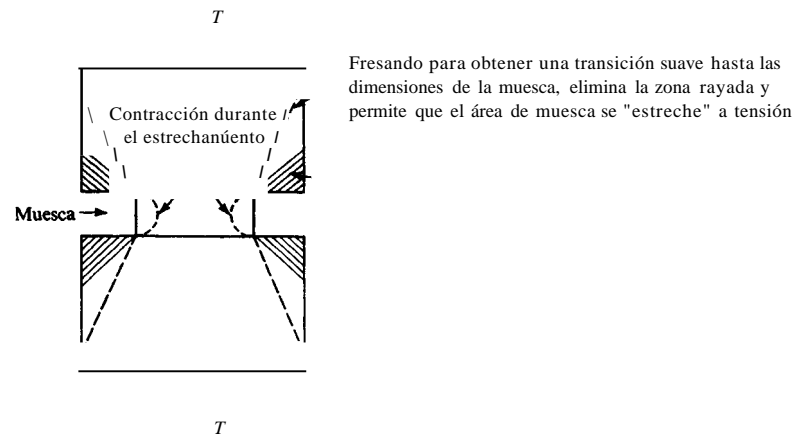


Figura 1-7 Una barra muescada a tensión. La sección muescada tiende a contraerse bajo tensión, como se muestra por los semicírculos punteados, y es resistida por las zonas sombreadas, lo que equivale a la aplicación de una fuerza lateral.

quier cambio abrupto en el área de la sección transversal- para inhibir la contracción lateral en una situación de tensión.

Una combinación de baja temperatura, un cambio en las dimensiones de la sección (efecto de muesca) o alguna imperfección, junto con la presencia de esfuerzos de tensión, pueden iniciar una fractura frágil. Esto *puede* empezar como una grieta que se desarrolla hasta constituir la falla de un miembro. No todos los miembros que presentan muescas en un ambiente de baja temperatura y sometido a una alta tasa de deformación por tensión fallan; tiene que haber exactamente la combinación apropiada de deformación y tasa de deformación, temperatura y efecto de muesca. Sin embargo, si ocurriese una falla catastrófica, el hecho de que haya muy poca probabilidad de que ocurra la combinación para la falla, ayudará bien poco para ajustar las demandas por daños que resultan de la falla y que es más que de seguro que se presentarán. La fractura frágil se puede controlar de varias maneras:

1. Detállense los miembros y sus conexiones a fin de hacer mínimas las concentraciones de esfuerzos.
2. Especifíquese la secuencia de fabricación y montaje para minimizar los efectos residuales de tensión.
3. Usense aceros que tengan aleaciones especiales para emplearlos en ambientes de baja temperatura (véase ASTM A-633).
4. Aplíquese un esfuerzo de pretensión preferiblemente a una temperatura elevada, o si no a temperatura normal a la zona de la muesca para generar una fluencia local antes de que se presenten las cargas de servicio y por temperatura.
5. Si fuera posible, rebáiese (o púlase) la muesca para obtener una transición suave.
6. Redúzcase la tasa de aplicación de la deformación a tensión.

1-7 CODIGOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

Las oficinas locales de construcción casi siempre requieren que los diseños estructurales que pertenecen a su jurisdicción se diseñen de acuerdo con algún código. Las ciudades principales -Nueva York, Atlanta, Chicago, San Francisco y otras- tienen sus propios códigos (por ejemplo, Chicago Building Code, New York Building Code, etc.). Las ciudades más pequeñas usan por lo general uno de los varios códigos nacionales o regionales cuya lista se dará más adelante. Las diversas dependencias estatales de transporte (oficinas de carreteras) usan por lo regular las especificaciones presentadas por la AASHTO, que también están en la lista. Los diversos ferrocarriles usan generalmente las especificaciones establecidas por la AREA, también en la lista.

El diseñador estructural que prepare diseños para obras en carreteras o ferrocarriles debe seguir estrictamente las especificaciones de diseño de estas publicaciones, en particular si el gobierno federal interviene en parte del financiamiento.

De modo similar, el diseñador que se ocupe de la ingeniería estructural tiene que apegarse estrictamente a los requerimientos *mínimos* de diseño del código apropiado de construcción y las especificaciones del cuerpo local de control. Los requisitos especiales del propietario o el cliente puede que requieran un diseño más estricto que el que establecerían los criterios del código de construcción. Sólo en casos contados podrá el diseñador obtener permiso del organismo local de control para desviarse del código de manera menos conservativa. Estas variaciones por lo general requieren mucha documentación y la presentación de consultores adicionales para obtener la aprobación. Hay cosas buenas y malas, asociadas con este aspecto del diseño estructural. Por una parte, a veces lleva tiempo considerable obtener la aprobación de nuevos métodos y materiales; por otra parte, tiene sus ventajas "el no ir demasiado rápido". Si se sigue cuidadosamente el código local de construcción y se cumple con los requerimientos mínimos de diseño, o se sobrepasan, y resultase a pesar de todo una catástrofe, hay siempre la prueba de que se han seguido las buenas prácticas de la ingeniería. Finalmente, se supone que los códigos de construcción reflejan aquella parte de las prácticas estructurales que resultan ser únicas para dicha localidad, como son las temperaturas, sismos, la cantidad de nieve y lluvia, profundidad a que llegan las heladas, y las velocidades promedio del viento.

En la siguiente lista hay varios códigos de diseño y/o especificaciones, que puede que los diseñadores se vean en la necesidad de usar:

National Building Code, publicado por la American Insurance Association, 85 John Street, Nueva York, N.Y. 10038; ellos mismos pueden proporcionarlo. *Uniform Building Code*, del International Conference of Building Officials y 5360 South Workman Mill Road, Whittier, California 90601.

Basic Building Code, Building Officials and Code Administrators International 1313 East 60th Street, Chicago, Illinois 60637 (anteriormente BOCA). American National Standards Institute (ANSI), *Minimum Design Loads in Buildings and Other Structures*, ANSI 58-1, 1430 Broadway, Nueva York, N.Y. 10018.

American Institute of Steel Construction (Especificaciones, *Steel Construction Manual*, 8a. ed. (1979), 101 Park Avenue, Nueva York, N.Y. 10017. American Welding Society (AWS), *Structural Welding Code*, 2501 N.W., 7th Street, Miami, Florida 33125.

American Iron and Steel Institute (AISI), 1 000 Sixteenth Street, Washington, D. C. 20036. Publica varias especificaciones para el uso de los productos de hierro y acero.

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), *Specifications for Highway Bridges*, 341 National Press Building, Washington, D. C. 20004.

American Railway Engineering Association (AREA), *Specifications for Steel Railways Bridges*, 59 East Van Buren Street, Chicago, Illinois 60605.

En todos los códigos nacionales y urbanos se usan normas de especificaciones como aplicables por las organizaciones que las redactan, como son la

AWS, AISC, y AISI, para los metales, y otras agencias apropiadas para los otros materiales de construcción.

Organizaciones como la AISI y la AISC, así como los productores de acero, proporcionan tablas de datos de diseño para perfiles estructurales, así como datos de otros productos de acero, como placas, barras, alambre, y tornillos. Algunos de estos datos, junto con especificaciones extractadas de la AISC, AASHTO y AREA, han sido incluídas por el autor en su manual *Structural Steel Design Data* (SSDD), publicado por McGraw-Hill Company, y que usa como suplemento de este texto. Este manual se desarrolló de manera tal que el lector dispone de ambos tipos de unidades, pfs y SI.

1-8 CARGAS DE CONSTRUCCION

En el diseño de un edificio es necesario determinar las cargas que ha de soportar el esqueleto o estructura del edificio. Estas cargas se dividen en *cargas muertas* y *cargas vivas*. Se hace esta distinción ya que la estructura y la cimentación deben siempre soportar las cargas muertas, las cargas debidas al peso propio de las varias componentes del edificio y que incluyen el peso de la estructura. Entre las cargas muertas típicas se incluyen:

Materiales de piso y techo, incluyendo las viguetas de piso y techo (vigas).

Materiales del plafón, que incluyen la red de conductos para el control ambiental y el suministro de fuerza.

Muros exteriores soportados por la estructura, incluyendo ventanas, puertas, y balcones.

Muros interiores que están permanentemente colocados.

Equipos mecánicos (calefacción, aire acondicionado, ventilación, y eléctricos (tales como elevadores, con su jaula, cables y motores).

Protección contra incendios.

Vigas, trabes y columnas, incluyendo las cimentaciones que constituyen la estructura del edificio.

Es evidente de esta lista que cualquier parte del edificio que esté permanentemente instalada contribuye a la carga muerta total. Las cargas muertas se pueden establecer de manera bastante razonable después de que se hayan fijado los elementos del edificio, usando los perfiles geométricos y las tablas de pesos unitarios de los materiales de construcción; como ejemplo se tiene la tabla IV-3.*.

Las cargas vivas son cualesquiera cargas que ha de soportar la componente del edificio y que se considere como algo transitoria. Esto es, la carga se puede aplicar por varias horas hasta varios años, pero su magnitud es variable. Los có-

* En el *Structural Steel Design Manual Data* (SSDD). Cualesquiera tablas a las que se haga referencia de ahora en adelante, serán de este manual, a menos que sea evidente de que están contenidas en el texto.

digos de construcción acostumbran prescribir las cargas vivas basándose en quiénes ocupan los edificios y su situación, y entre las que incluyen las cargas de viento, nieve y sísmicas. Además de estas últimas, las cargas vivas incluyen:

Las personas como en los auditorios, salas de reunión y aulas.

Canceles móviles en las habitaciones.

Equipos de oficina y máquinas de producción, si es que se mueven ocasionalmente.

Productos de los almacenes.

Muebles.

Los valores de las cargas vivas que dan los códigos de construcción, por lo general se basan en valores estadísticamente conservativos, y aunque el diseñador puede pedir a la oficina local de construcción que se le permita variar el código, esto se debe hacer sólo después de haber evaluado cuidadosamente los valores propuestos. En la tabla IV-4 se proporcionan valores típicos de la carga viva, basándose en el uso de la estructura, como se hallan en diversos códigos de construcción. Las cargas se dan como fuerza/área como una conveniencia para el cálculo y el diseño, y también debido a que se desconoce la geometría actual del plan del edificio.

La mayoría de los códigos permiten una reducción de los valores tabulados de las cargas vivas, cuando el área que contribuye es muy grande, debido a la probabilidad estadística que toda el área no esté cargada al máximo. Por lo común,* la reducción será el menor de los siguientes factores:

$$\text{pie lb S. } R = 0.0008 \times \text{área} \quad (\text{cuando el área} > 150 \text{ pies-})$$

$$\text{SI: } R = 0.0086 \times \text{área} \quad (\text{área} > 11.2 \text{ m}^2)$$

$$R = \frac{D+L}{4.33L} \quad (1-1)$$

$R < 0.60$ (algunos códigos limitan $R \leq 0.40$ para miembros horizontales, como son las vigas y trabes, y $R \leq 0.60$ para miembros verticales).

donde R factor de reducción, usado como $(1 - R) \times L_{\text{tabla}}$
 D carga muerta, lb/pie² ó kPa (kilonewtons/m)
 L carga viva, lb/pie², kPa, pero L se limita a un valor menor de 100 lb/pie- ó 5 kPa; por lo general, los valores más altos que este límite no se reducen

No se permiten reducciones en la carga viva para los usos siguientes: salones de reuniones públicas (como auditorios), cocheras y techos.

Es preciso determinar la estructura de tal modo que se pueda efectuar el flujo de carga, para obtener el área tributaria de carga a cualquier miembro.

* Según viene dada en los varios códigos nacionales de construcción, citados antes.

Ejemplo 1-1 En la figura. EI-1 se muestra una porción de la planta de piso de un edificio de oficinas (de muchos pisos). El piso es de 4 pulg de concreto sobre un tablero metálico colocado encima de viguetas de acero, de celosía. ¿Cuál será la carga viva reducida para las vigas de piso y para una columna exterior situada tres pisos más abajo del piso más alto?

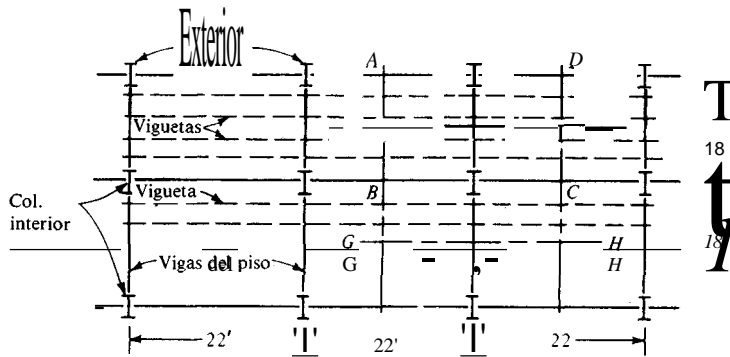


Figura EI-1

SOLUCION Estímese la carga muerta sobre el área tributaria del piso (centrada sobre el miembro), como:

Piso de concreto y su terminación: $4 \times 144/12 = 48 \text{ lb/pie}^2$

Plafón, tablero metálico, viguetas de celosía = 12 lb/pie²
de acero: Total = 60 lb/pie²

La carga viva para oficinas, obtenida de la tabla IV-4 (SSDD) = 80 lb/pie². Calcúlese R para la viga de piso; el área tributaria es, como se muestra en la figura EI-1, 18 x 22 (área ABCD):

$$R = 0.0008(18 \times 22) = 0.32 < 0.60$$

$$R = \frac{D+L}{4.33L} = \frac{60+80}{4.33(80)} = 0.40 < 0.60$$

Se usará el menor de los valores calculados de R , 0.32. La carga viva reducida L' será

$$L' = (1 - 0.32)80 = 54.4, \text{ o sea } 55 \text{ lb/pie-}$$

Calcúlese R para la columna; el área tributaria de 9 x 22 (AEFD) está centrada en la columna; pero se tiene que, para la acumulación de tres pisos

$$R = 0.0008(3 \times 9 \times 22) = 0.475 < 0.60 \quad \text{Correcto}$$

$$R = \frac{60 + 80}{4.33(80)} = 0.40 < 0.60$$

Usando el valor menor de R , 0.40, la carga viva reducida, sobre la columna es

$$L' = (1 - 0.4) \times 80 = 48 \text{ lb/pulg-}$$

Se notará que 0.40 es el R máximo para la columna y que es mucho menor en el más alto nivel de piso.

Ejemplo 1-2. Un salón de reuniones y banquetes de un hotel tiene una planta de piso de 22 x 27m. El piso está compuesto de 125 mm de concreto colado sobre un tablero metálico y con un recubrimiento de mosaicos (refiérase a la figura El-2). ¿Cuál será la carga viva reducida sobre la viga de piso C2, usando una reducción que no sea mayor de 40%?

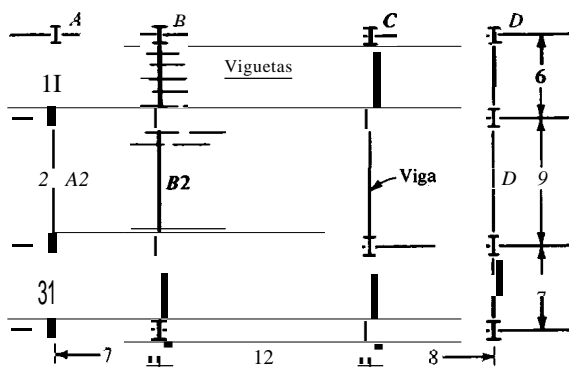


Figura El-2

SOLUCION Nótese que un salón de uso público no es lo mismo que un auditorio, donde la carga descansa principalmente sobre asientos fijos o móviles. Se puede usar con esta definición un factor de reducción de carga viva.

Estímese primero la carga muerta usando la tabla IV-3 del SSDD para obtener el peso unitario del concreto = 23.5 kN/m³.

Peso del concreto: 0.25 x 23.5	2.940 kPa
Mosaico de 10 mm	0.188 kPa
Tablero de acero, plafón, viguetas (presión estimada)	0.575 kPa
Total	3.703 kPa

De la tabla IV-4, la carga viva = 5.00 kPa. El factor de reducción para una trabe basada en el área tributaria mostrada es

$$R = 0.0086[(12 + 8)/2 \times 9] = 0.774 > 0.40 \text{ (y además 0.60)}$$

$$R = \frac{D + L}{4.33L} = \frac{3.703 + 5.00}{4.33(5.00)} = 0.402 < 0.60$$

Como el planteamiento del problema limita la reducción de la carga viva a no más de 0.40, la carga viva reducida es

$$L' = (1 - 0.4) \times 5.00 = 3.00 \text{ kPa} \quad ///$$

1-8.1 Cargas de viento

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

Altura		Presión del viento	
pies	m	pie lb s, lb/pie-	SI, kPa
< 30	<9	15	0.75
30 a 49	9.1 a 14.9	20	1.0
50 a 99	15 a 30	25	1.25
100 a 499	30.1 a 150	30	1.50

Los tanques, chimeneas, y estructuras similares deben resistir esta presión multiplicada por los siguientes factores:

Forma de la estructura	Factor
Rectangular o cuadrada	1.00
Hexagonal u octagonal	0.80
Redonda o elíptica	0.60

Comúnmente no se tiene en cuenta el efecto de protección de las estructuras adyacentes o del terreno.

Para obtener la presión de viento según el NBC, se mide la altura del edificio, desde la base del mismo y por encima del nivel promedio del terreno.

En general, la presión del viento se calcula entre los niveles de piso y se prorratea a los pisos adyacentes usando la teoría simple de las vigas si la distancia vertical, comparada con la distancia lateral a las columnas adyacentes, es lo suficientemente pequeña para poder suponer una acción flectora en "una sola dirección". Esta suposición no produce un momentoflector debido a la presión del viento a lo largo de la columna. Cuando el espaciamiento entre columnas es pequeño comparado con la altura, se puede aplicar la presión del viento como una

carga uniforme sobre la columna y que produce un momento de viento de $WL^2/8$ (si se la considera como una viga simple).

Se considerarán los efectos aerodinámicos cuando el viento se aplique contra edificios con techos en pendiente. Para pendientes de techo menores de 30° (que incluyen los techos planos) la presión del viento sobre el techo que indica el NBC, es una succión que actúa *hacia afuera*, normal a la superficie del techo, con un valor de $1.25 \times$ la presión previamente recomendada.

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

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

Ejemplo 1-3. Dado el techo de dos aguas que se muestra en la figura *EI-3a*, y usando la presión de viento del NBC, ¿cuáles serán las fuerzas laterales y sobre el techo debido al viento que sopla de la izquierda?

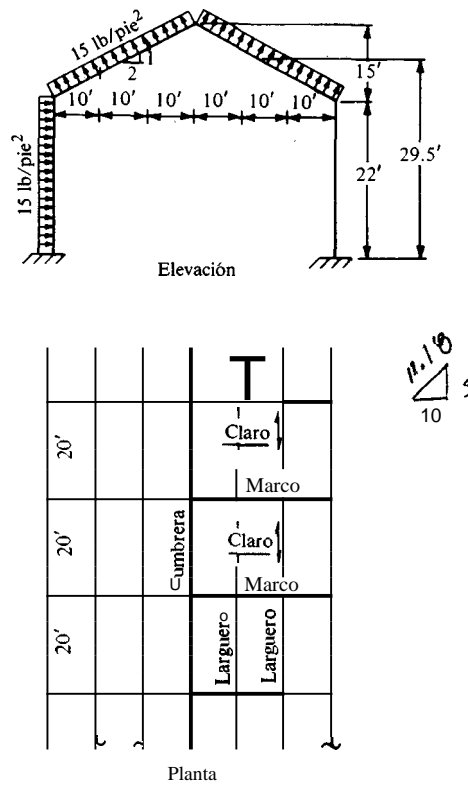


Figura EI-3a

SOLUCIONo Con una columna de 22 pies, se supondrá flexión en la misma, pero aun así se tendrán esfuerzos cortantes en el alero y la cimentación, como se muestra en la figura *El-3b*.

Altura promedio = $22 + 7.5 = 29.5$ pies.

Presión del viento para esta altura = $15 \text{ lb/pie}^2 = 0.015 \text{ k/pie}^2$

Viento en la columna de barlovento = $P = \left(\frac{22}{2}\right)(20)(0.015)$
 $= 3.3 \text{ kips en la línea de techo y en la cimentación}$

El viento sobre el techo se aplica en las puntas de los largueros, como se indica en la figura. La distancia en pendiente se calcula fácilmente y es igual a 33.54 pies. Dividiéndola en seis partes, se obtienen 5.59 pies.

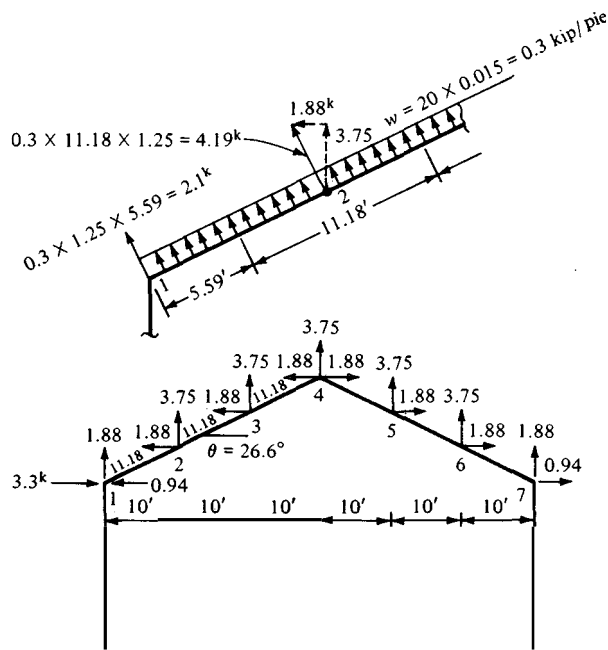


Figura El-3b

En el punto 1, el viento es $5.59(20)(0.015 \times 1.25) = 2.097 \text{ kips}$ (pendiente del techo $< 30^\circ$). Esta fuerza se descompone en componentes horizontales y verticales:

$$\frac{1}{\sqrt{5}}(2.097) = 0.94 \text{ kip}$$

$$\frac{2}{\sqrt{5}}(2.097) = 1.88 \text{ kips}$$

En los puntos 2 y 3 el área de viento tributaria es $2(5.59) = 11.18$ pies. Las componentes de viento son 3.75 Y 1.88 kips.

En el punto 4 la carga de viento es también 3.75 pero las componentes horizontales se cancelan.

Los varios valores del viento se muestran en la figura EI-3b. La exposición de los datos es conveniente para la programación por computadora de los esfuerzos del marco, usando el programa de computadora descrito en el capítulo 2.

Las presiones del viento se pueden calcular aproximadamente como

$$q = 0.00256 V^2 \quad (\text{lb/pie}^2) \quad (1-2)$$

$$q = 0.0000473 V^2 \quad (\text{kPa}) \quad (1-2a)$$

donde V está en milh o km/h. Esta ecuación se puede deducir fácilmente como $q = \frac{1}{2} \rho v^2$, donde la densidad de masa del aire es aproximadamente $0.00238 \text{ lb o s}^2/\text{pie}^4$.

Como el viento es una carga transitoria, los códigos de construcción por lo general permiten un aumento de un tercio en los esfuerzos permisibles de diseño con el viento incluido como parte de las condiciones de carga, siempre que la sección requerida no se menor que la que se requeriría para la condición de carga de carga muerta + carga viva solamente. Por ejemplo, si se permite un esfuerzo de 20 k/pulg-, entonces, con las condiciones de carga de viento, se podría usar un esfuerzo de $20 \times 1.33 = 26.6 \text{ k/pulg-}$.

1-8.2 Cargas de nieve

Las cargas de nieve son cargas vivas que actúan sobre los techos. La carga de nieve y cualesquiera otras cargas vivas se toman con respecto a la proyección ho-

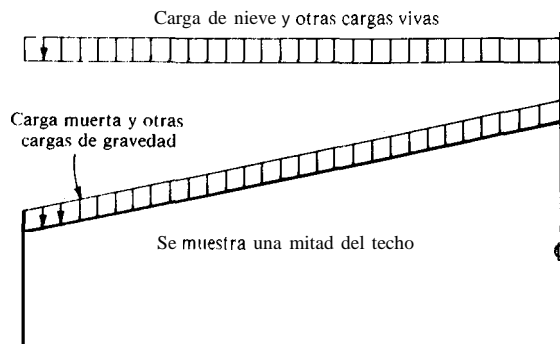
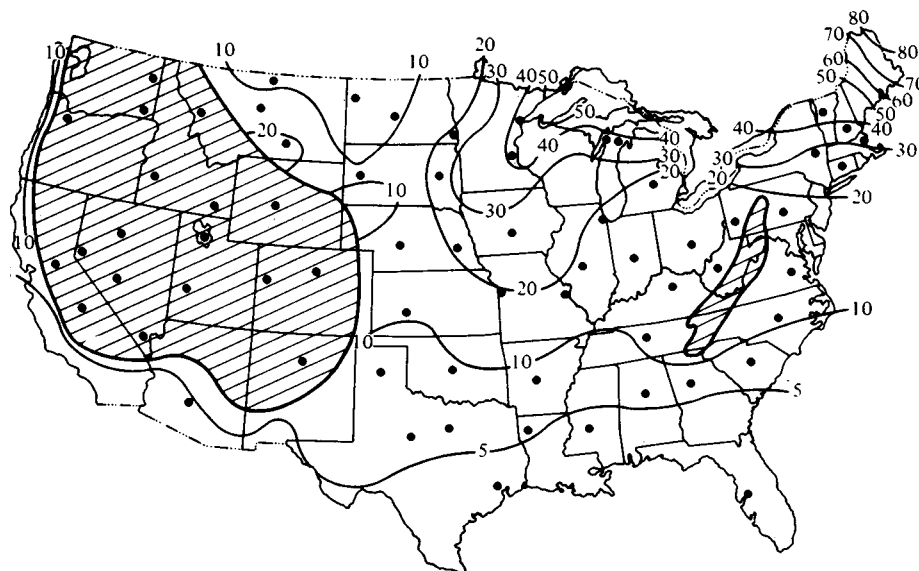


Figura 1-8 Carga de nieve y otras cargas de techo, vivas y muertas.



Las cargas de nieve sobre el terreno que aquí se muestran, provienen de datos reportados por la "Distribution of Maximum Annual Water Equivalent of Snow on the Ground", aparecida en la Monthly Weather Review, Vol. 94, No. 4, 1966, publicada por el U.S. Weather Bureau.

Se pueden tomar las cargas básicas de techo como el 80 por ciento de la carga de nieve sobre el terreno.

Las cargas de nieve sobre el terreno, que se muestran en este mapa, se han de usar en lugares donde no haya un código de construcción que establezca los requerimientos de la carga de nieve, y no han de sustituir a los requerimientos de los códigos estatales o locales.

Se le debe dar especial consideración a aquellas regiones donde no se muestran cargas de diseño, y donde pudiesen ocurrir acumulaciones de nieve extremadamente altas. Todavía no se conoce en su totalidad la variación de las cargas de nieve sobre el terreno, con la elevación y la exposición, y las diferencias locales en las regiones montañosas son por lo general muy significativas.

Figura 1-9 Carga de nieve sobre el terreno, en lb/pie², para un intervalo de recurrencia de 50 años. (Según el Uniform Building Code, 1976).

horizontal del techo, como se ilustra en la figura 1-8. En la figura 1-9 se presenta un mapa donde se muestran las cargas de nieve que se pueden usar en ausencia de requerimientos específicos de carga en los códigos de construcción. Aun en áreas donde las cargas de nieve sean mínimas, se debe usar una carga viva de techo mínima. El NBC estipula que se use la mayor de las cargas de nieve o 20 lb/pie² ó 1.0 kPa. Como 10 pulg de nieve son aproximadamente iguales a 1 pulg de agua, una carga de nieve de 20 lb/pie² corresponde a una profundidad de nieve sobre el techo de casi 40 pulg -valor que es fácil obtener donde ocurran ventiscas. Sin embargo, cuando la lluvia caiga más tarde sobre la nieve, la nieve saturada pesa considerablemente más y el peso unitario puede aproximarse al del agua.

1-8.3 Otras cargas de construcción

Además de los tipos indicados de cargas de presión o área, los códigos de construcción pueden estipular la investigación de cualquier carga concentrada de algu-

na magnitud que se puede colocar en cualquier lugar del piso o del techo. Donde se usen los techos como áreas de recreo o terrazas para tomar el sol, las cargas vivas se deben ajustar a valores basados en la ocupación, además de considerar la nieve y/o el viento.

El encharcamiento es una carga especial de techo que puede que requiera investigación. Es una condición en la que el agua se acumula en un techo plano que tiene una deflexión local (tal vez debido a una sobrecarga, mala construcción, asentamiento de las cimentaciones, o un drenaje de techo tapiado), que es causa de una concentración de agua, la que a su vez aumenta la carga y la deflexión, con una concentración adicional de agua. Si se toma nota de que una profundidad de agua de 1 pulg produce una presión por carga viva de 5.2 lb/pie^2 , se pueden desarrollar cargas que hacen que fallen localmente algunos miembros del techo. A través de fallas sucesivas, todo el techo se podrá desplomar. Los diseños por encharcamiento han sido considerados con algún detalle por Marino en el *AISC Engineering Journal* de julio de 1966.

Las cargas de montaje no se consideran directamente en los códigos de construcción. Dichas cargas pueden controlar el diseño de algunos miembros, particularmente en edificios de mucha altura, puentes en voladizo, o estructuras sostenidas por cables. El ingeniero responsable de cualquier fase del montaje puede ser considerado legalmente responsable de una falla estructural durante la erección. La mayoría de las fallas estructurales (cuando menos las que se reportan) tienden a ocurrir durante la erección más bien que posteriormente. Los métodos de erección así como el equipo varían según el proyecto; por consiguiente, en los libros de texto no resulta práctico hacer otra cosa que poner de relieve esta muy importante sección del diseño. El ingeniero debe determinar qué equipo se usará, dónde se ha de colocar, las cargas que se han de levantar, las cantidades de materiales, y los lugares donde se depositarán, a fin de que se pueda revisar la resistencia de los miembros estructurales individuales afectados, usando los principios de la estática y los procedimientos de diseño contenidos en los últimos capítulos sobre diseño.

1-9 CARGAS SOBRE LOS PUENTES DE CARRETERA Y FERROCARRIL

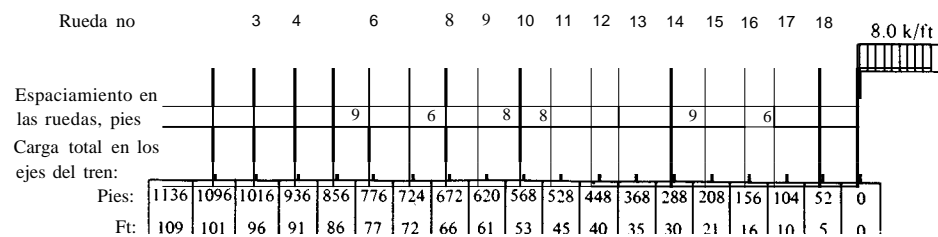
La American Association of Highway and Transportation Officials (AASHTO) ha diseñado cargas estándar para puentes, como se muestra en la figura 1-10. En general, la carga estándar de camión produce los valores mayores de momento flector para claros de puente hasta cerca de 60 pies para los camiones H y hasta 145 pies para los HS. El momento flector se puede calcular fácilmente refiriéndose a la figura 1-10. El cortante máximo se obtiene ya sea con una carga de rueda o con la carga concentrada de carril en una reacción. Para los camiones HS y las longitudes de claros, los cortantes son como sigue:

Claro del puente	Efecto debido al camión HS
33.8 a 145.6 pies	$M_{\max} = \frac{W}{L} [(0.9L + 4.206)(0.5L + 2.33) - 11.2L]$ pie-kips
10.3 a 44.38 m	$M_{\max} = \frac{W}{L} [(0.9L + 1.282)(0.5L + 0.71) - 3.41L]$ kN · m
28 a 127.5 pies	$V_{\max} = W \left(\frac{L}{L} - \frac{16.8}{L} + 0.8 \right)$ kips (carga de camión)
8.53 a 38.86 m	$V_{\max} = W \left(\frac{L}{L} - \frac{5.1}{L} + 0.8 \right)$ kN (carga de camión)
Más de 127.5 pies	$V_{\max} = V + \frac{wL}{2}$ kips (carga por carril de tráfico)
Más de 38.86 pies	$V_{\max} = V + \frac{wL}{2}$ kN (carga por carril de tráfico)

a $W = 40, 30, Y20$ kips o su equivalente en kN (y es la carga básica del camión, no la total).

Se diseñan los puentes de ferrocarril basándose en las cargas vivas discurridas por Theodore Cooper (aproximadamente en el año 1890), un ingeniero de ferrocarriles, y que se conocen como las "cargas de Cooper". La carga consiste en dos locomotoras "típicas" de ferrocarril que tiran de una hilera de carros.

Tabla 1-2 Momentos, cortantes, y reacciones de las vigas de piso para la carga Cooper **E-80^a**



Claro, pies	Momento máximo, pies-kips	Momento en punto cuarto, pies-kips	Cortante, kips			Reacción en la pila o en la viga de piso, kips
			En el extremo	cuarto	Centro	
5	50.0	37.5	40.0	30.0	20.0	40.0
6	60.0	45.0	46.9	30.0	20.0	53.3
7	70.0	55.0	51.4	31.4	20.0	62.9
8	80.0	70.0	55.0	35.0	20.0	70.0
9	90.0	85.0	57.6	37.8	20.0	75.6
10	112.5	100.0	60.0	40.0	20.0	80.0
11	131.8	115.0	65.5	41.8	21.8	87.3
12	160.0	130.0	70.0	43.3	23.3	93.3
13	190.0	145.0	73.8	44.6	24.6	98.5
14	220.0	165.0	77.1	47.1	25.7	104.3

Tabla 1-2 (Continuación)

Claro, pies	Momento máximo pies· kips	Momento en punto cuarto, pies' kips	Cortante, kips			Reacción en la pila o en la viga de piso, kips
			En el extremo	Punto cuarto	Centro	
15	250.0	188.0	80.0	49.8	26.6	109.2
16	280.0	210.0	85.0	52.5	27.5	113.7
18	340.0	255.0	93.3	56.7	28.9	121.3
20	412.5	300.0	100.0	60.0	28.7	131.1
24	570.4	420.0	110.8	70.0	31.8	147.9
28	731.0	555.0	120.9	77.1	34.3	164.6
30	820.8	623.0	126.0	80.1	35.8	172.4
32	910.9	692.5	131.4	83.1	37.5	181.9
36	1097.3	851.5	141.1	88.9	41.4	199.1
40	1311.3	1010.5	150.8	93.6	44.0	215.9
45	1601.2	1233.6	163.4	100.3	46.9	237.2
50	1901.8	1473.0	174.4	106.9	49.7	257.5
52	2030.4	1602.7	180.0	110.2	51.2	266.8
55	2233.1	1732.3	185.3	113.6	52.7	280.7
60	2597.8	2010.0	196.0	120.2	55.7	306.4
70	3415.0	2608.2	221.0	131.9	61.4	354.1
80	4318.9	3298.0	248.4	143.4	67.4	397.7
90	5339.1	4158.0	274.5	157.5	73.5	437.2
92	5553.2	4338.5	279.6	160.6	74.4	444.8
94	5768.0	4519.0	284.8	163.7	75.6	452.4
96	5989.2	4699.5	289.6	166.9	76.6	460.0
98	6210.9	4880.0	294.8	170.0	77.7	467.2
100	6446.3	5060.5	300.0	173.1	78.7	474.2
120	9225.4	7098.0	347.4	202.2	88.9	544.1
140	12 406.0	9400.0	392.6	230.2	101.6	614.9
160	15 908.0^b	11 932.0	436.5	256.5	115.2	687.5
180	19 672.0^b	14820.0	479.6	282.0	128.1	762.2
200	23 712.0^b	17 990.0	522.0	306.8	140.8	838.0
250	35 118.0^b	27 154.0	626.4	367.3	170.0	1030.4
300	48 800.0^b	38246.0	729.3	426.4	197.9	1225.3

aTodos los valores mostrados son para un riel (una mitad de la carga de vía). Las cargas por eje se muestran en el diagrama. Los otros valores de las cargas E se obtienen por proporción.

bEn el centro ~~del~~ claro; los otros valores del momento están comúnmente cerca del centro del claro, de modo que se puede obtener el momento total como la suma de $wL^{2/8}$ para la carga muerta + el valor de la ~~carga~~ viva que se muestra en la tabla.

Con base en el peso de la locomotora, la carga Cooper se designa como E-40, E-50, E-60, E-7S, E-SO, ó E-110, y es directamente proporcional (esto es, $E-60 = 6/S \times E-SO$). Los criterios ordinarios de diseño del AREA se basan en la carga E-SO (a veces en la E-110) que se muestra en la figura 1-11. Con la tabla 1-2 se pueden obtener los momentos flectores y las fuerzas cortantes en lugares determinados previamente de los puentes de trabes, con los valores dados para la carga

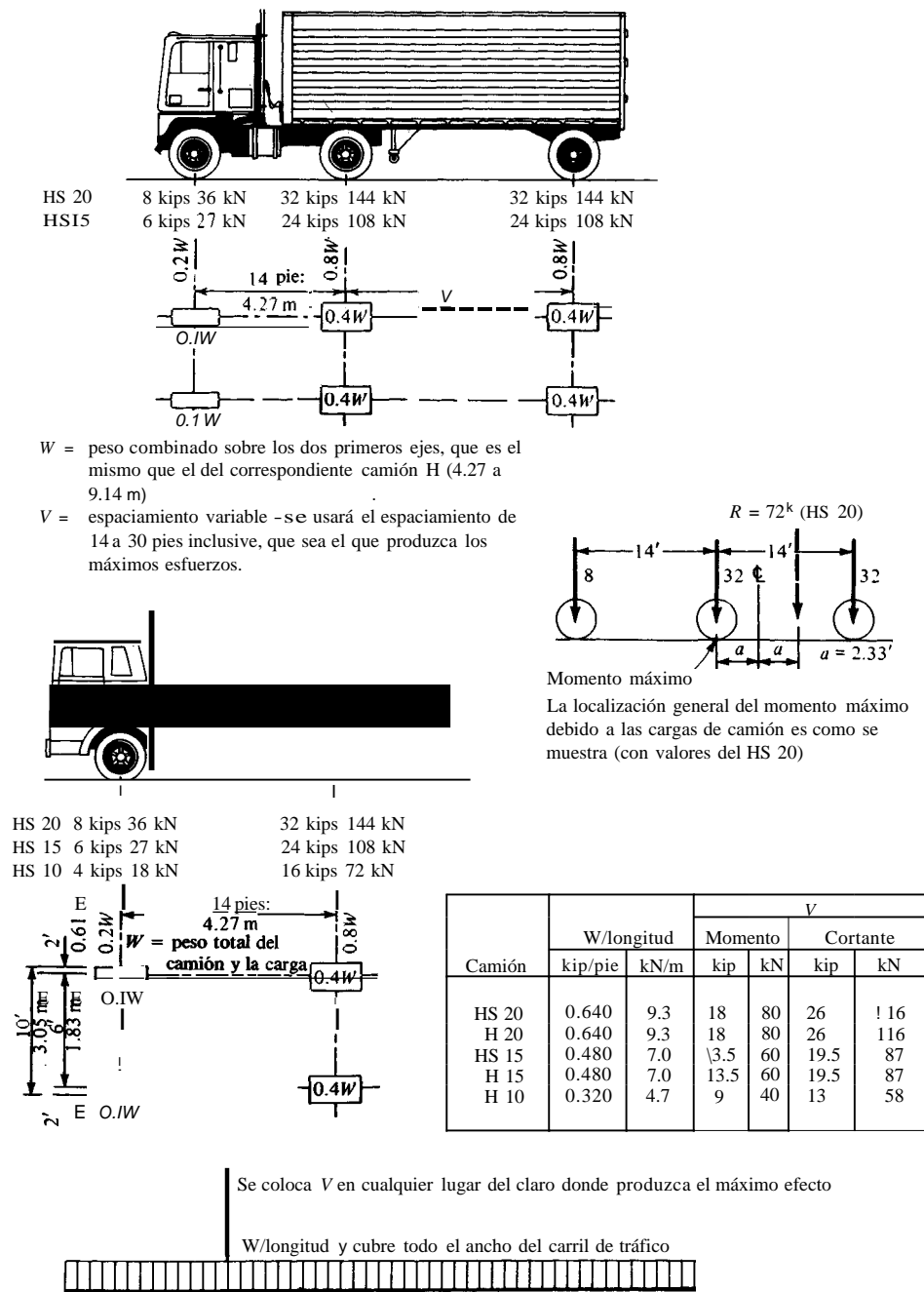


Figura 1-10 Cargas estándar de camiones en puentes, según la AASHTO.

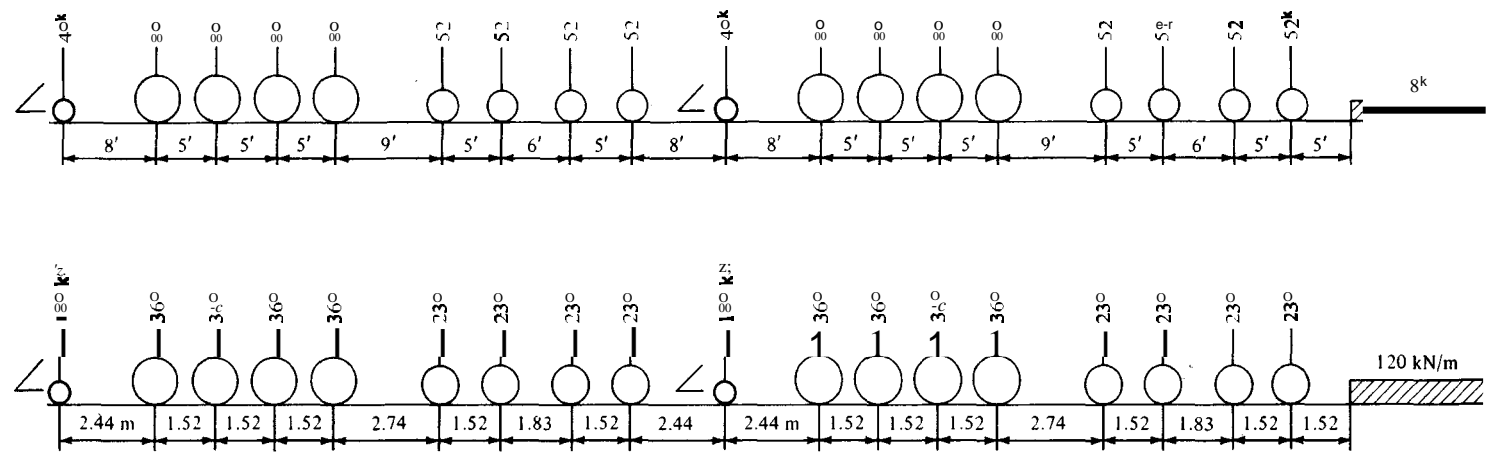


Figura 1-11 Carga estándar Cooper E-50, según del AREA. Se obtienen las otras cargas por proporción directa (esto es, E-60 = 0.75 x E-50).

de un solo riel (basada en la mitad de la carga por eje que se muestra en la figura 1-11)

Donde el puente soporte vías múltiples de tráfico para ferrocarril o carreteras la carga viva será como sigue:

Carril o vía	Porcentaje de la carga viva	
	AASHTO	AREA
1	100	100
2	100	100
3	90	$2 \times 100 + 1 \times 50$
4	75	$2 \times 100 + 1 \times 50 + 1 \times 25$
Más de 4	75	Según lo especifique el diseñador

Otras cargas de puente que se deben considerar incluyen fuerzas de impacto, viento y longitudinales. Las fuerzas de impacto y longitudinales tienen en cuenta los efectos dinámicos del equipo rodante que atraviesa el puente, así como los arranques y paradas efectuadas sobre el mismo. El impacto se considerará en la siguiente sección. La carga del viento se explica por sí misma y en el caso de un puente cargado de ferrocarril, el viento que sopla contra un tren puede constituir una carga sustancial.

1-9.1 Viento

1. Los requerimientos para el viento de la AASHTO, para el viento en ángulo recto con el eje longitudinal:

Tipo de puente o miembro (en el área expuesta)	Presión, fuerza/área	
	pie lb s, lb/pie ²	SI, kPa
Armaduras	75	3.6
Trabes y vigas	50	2.4

Sin embargo, la carga total uniforme no debe ser menor que la siguiente:

Armaduras, 300 lb/pie ó 4.38 kN/m.

Trabes y vigas, 150 lb/pie ó 2.9 kN/m.

Para el viento sobre la carga viva a 6 pies ó 1.83 m por encima del tablero, 100 lb/pie ó 1.46 kN/m.

2. Requerimientos del AREA, para el viento:

Miembro del puente	Presión, fuerza/área			
	Claro sin carga		Claro con carga	
	pie.lb.s, lb/pie ²	SI, kPa	pie.lb.s, lb/pie ²	SI, kPa
Armaduras	50	2.5	30	1.5
Trabes y vigas	75	3.75	45	2.25

La carga total uniforme sobre el claro cargado no debe ser menor que la siguiente:

Cuerda o patín cargados, 200 lb/pie ó 2.92 kN/m.

Cuerda o patín sin carga, 150 lb/pie ó 2.19 kN/m.

Viento sobre la carga viva, a 8 pies ó 2.4 m sobre el riel superior, 300 lb/pie, ó 4.38 kN/m.

1-9.2 Fuerza longitudinal

La fuerza longitudinal (paralela al eje del puente) es como se ve a continuación:

AASHTO: 0.05 x carga viva (sin impacto).

AREA: 0.15 x carga viva (sin impacto).

Otras cargas que pudiesen requerir consideración incluyen las temperaturas diferenciales entre los patines o cuerdas superiores e inferiores, cargas de hielo y nieve, posibles sobrecargas y, para los puentes continuos, asentamiento de los apoyos (pilas).

En los puentes de ferrocarril se establece una distinción entre los puentes que consisten en trabes y durmientes (tablero abierto) y aquellos que tienen un sistema de piso que contiene 6 pulg o más de agregado triturado (balasto). Estas últimas estructuras se llaman puentes con tablero de balasto. Como se supone que el balasto pesa 120lb/pie' 018.86 kN/m³, una estructura con balasto tiene una inercia y una relación de carga muerta a viva muy grande, lo que deberá reducir los efectos tanto de fatiga como de impacto. Esta ventaja se contrarresta algo por la mayor posibilidad de corrosión en las placas del tablero, debajo del balasto.

1-10 CARGAS DE IMPACTO

Todas las especificaciones de diseño hacen referencia a las cargas de impacto. El factor de impacto se calcula basándose en una combinación de experiencia y teoría a fin de obtener la carga de impacto como

$$L_{\text{impacto}} = L(1 + I) \quad (1-3)$$

Los factores para edificios de la AISC y el National Building Code son como sigue:

Tipo de carga	J_i
Cargas de elevadores	1.00
Maquinaria y otras cargas móviles	≥ 0.25

Se considera que las vigas carril de las grúas están sometidas a una carga lateral, y con un valor de $0.25 \times$ el peso de capacidad de la grúa \times el peso de la grúa, y con una mitad de este valor aplicado al tope de cada riel. Una fuerza longitudinal horizontal de $0.125 \times$ la carga total de la rueda se aplica también al tope del riel de la viga carril.

El requerimiento de impacto de la AASHTU es

pie lb s	SI
$J_i = \frac{L}{125} \leq 0.30$	$J_i = \frac{L}{38} \leq 0.30$

donde L es la longitud del claro o porción de él que está cargado, en pies o en metros. Las especificaciones de impacto del AREA dependen del equipo rodante. Para las locomotoras diesel y eléctricas y ténders:

pie lb s	SI
$L < 80$ pies $J_i = \frac{100}{S} + 40 - \frac{3L^2}{1600}$	$L < 24$ m $J_i = \frac{30.5}{S} + 40 - \frac{3L^2}{150}$
$L > 80$ pie $J_i = \frac{100}{S} + 16 + \frac{600}{L - 30}$	$L > 24$ m $J_i = \frac{30.5}{S} + 16 + \frac{185}{L - 9.0}$

donde J_i = factor de impacto expresado como porciento; se ha de dividir entre 100 para usarlo en los cálculos de diseño.

S = distancia entre centros de largueros longitudinales, solos o en grupos, que se conectan a las vigas transversales de piso o a las trabes, o entre las armaduras principales o trabes, pies o m.

L = longitud entre las vigas transversales de piso o entre los apoyos, según se aplique, pies o m.

Se usará el 90 por ciento del J_i calculado antes para los puentes de tablero con balasto.

Ejemplo 1-4 Se tiene un puente de carretera de armadura con carga HS 20. Los paneles de la armadura son de 7.5 m, y la distancia entre reacciones es de 37.5 m. La distancia entre armaduras es de 14.1 m (ancho). ¿Cuál es el factor de impacto, J_i ?

SOLUCION El factor de impacto variará para las vigas de piso, largueros y la armadura, dependiendo de sus respectivas longitudes. Para los largueros, el factor de impacto es

$$I_i = \frac{7.5}{15} + \frac{38}{38} = 0.330 > 0.30 \text{ Se usará por consiguiente } I_i = 0.30 \quad ///$$

Ejemplo 1-5 Un puente de ferrocarril de tablero abierto consiste en dos armaduras espaciadas a 17.00 pies. Las armaduras consisten de siete paneles a 27.6 pies/panel. ¿Cuál será el factor de impacto?

SOLUCION Como $L > 80$ pies,

$$L = 7(27.60) = 193.2$$

$$I_i = \frac{100}{17} + 16 + \frac{600}{193.2 - 30} = 25.6 \text{ por Ciento} \quad ///$$

Ejemplo 1-6 ¿Cuál es el impacto para las vigas de piso de la armadura según el AREA del ejemplo 1-5? Las vigas de piso son miembros transversales que conectan las dos armaduras en los puntos de panel.

SOLUCION $S = 27.6$ pies $L = 17$ pies < 80 .

$$I_i = \frac{100}{27.6} + 40 - \frac{3(17)^2}{1600} = 43.1 \text{ por Ciento} \quad ///$$

1-11 CARGAS SISMICAS

Los análisis sísmicos siguen dos tendencias generales. Una de ellas es tratar de modelar la estructura como un conjunto de masas y resortes y usar una computadora digital para desarrollar espectros de respuesta para diversas aceleraciones sísmicas supuestas. El otro método consiste en obtener las aceleraciones sísmicas con base en la probabilidad sísmica, un periodo de excitación basado en la geometría del edificio, y aplicar la ecuación de fuerza $F = ma$, para obtener una fuerza de aceleración que se prorratea de alguna manera en los diferentes pisos, de modo que $\sum F_i = F$. En los siguientes párrafos se da el procedimiento semiempírico para el análisis sísmico según el Uniform Building Code (el del NBC es casi idéntico); véase la ecuación que sigue, (1-7), para la identificación de los términos que no se han identificado inmediatamente después de las ecuaciones:

La fuerza sísmica lateral que actúa sobre el edificio, en cualquier dirección, se puede calcular usando una modificación de $F = ma$:

$$F = ZIKCSW \quad (1.4)$$

Los códigos (UBC y NBC) permiten que el producto de los factores C y S sea

$$e \leq 0.14$$

El factor e se basa en el periodo fundamental del edificio, T :

$$e = \frac{1}{15\sqrt{T}} \leq 0.12 \quad (1-5)$$

El periodo fundamental del edificio se obtiene como el periodo de un resorte vibratorio que tiene la ecuación general

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}}$$

donde m = masa (del edificio)

k = constante del resorte (y que se obtiene para los edificios como la suma de las contribuciones de los elementos de la estructura).

Como las constantes de resorte son difíciles de determinar, es más común calcular el periodo del edificio usando un factor basado en la experiencia, para obtener

$$T = \frac{JH}{\sqrt{D}} \quad (\text{segundos}) \quad (1-6)$$

donde J 0.05 cuando H (altura) y D (dirección lateral del edificio en la dirección que interesa) están en pies, y $J = 0.91$ cuando H y D están en metros. Cuando la estructura está hecha de material dúctil como el acero, se permite aproximar el periodo del edificio a

$$T = 0.10 \times \text{número de pisos por encima de la base}$$

La fuerza lateral de la ecuación (1-4) se distribuye como sigue:

$$F_{\text{lope}} = 0.07TF \leq 0.25F$$

pero F_{lope} puede ser cero cuando $T \leq 0.7$ s. La fuerza a cualquier nivel de piso se proratea como

$$F_n = (F - F_{\text{lope}}) \frac{W_n h_n}{\sum W_n h_n} \quad (1-7)$$

Los términos no identificados previamente en las ecuaciones anteriores son:

D = Ancho del edificio en la dirección que interesa, pies o m

H = Altura del edificio sobre el nivel del terreno, pies o m

h_n = Altura hasta cualquier piso desde el nivel del terreno

- 1 = Factor de importancia de ocupación: 1 1.5 para facilidades esenciales
1.25 para salones de reunión
I para otra ocupación
- K Coeficiente de fuerza lateral basado en el tipo de edificio como en la tabla 1-3
- S Coeficiente numérico para la resonancia del sitio; se usará $S = 1.5$ a menos de que se disponga de datos geotécnicos más exactos del sitio
- W Carga muerta total o carga muerta + 25 por ciento de la carga viva en almacenes
- W_n Carga en el piso enésimo
- Z Coeficiente sísmico zonal, según se obtiene de la figura 1-12, basado en la situación geográfica del edificio:

Para la zona: Z	
1	0.187
2	0.375
3	0.75
4	1.00

Tabla 1-3 Factor K de fuerza horizontal para edificios y otras estructuras^a

Tipo de estructura		K
1.	Todos los edificios con sistemas de marcos torales, excepto como se indica a continuación	1.00
2.	Edificios con un sistema de cajón, esto es, sin un marco espacial completo para soportar la carga vertical; parte de la carga de gravedad soportada por los muros de carga	1.33
3.	Edificios con un sistema doble de contraventeo, que consiste en un marco dúctil que resiste al momento y de muros de cortante o marcos contraventeados como sigue: a. Los marcos y los muros de cortante resisten la fuerza lateral total de acuerdo con las rigideces relativas y con interacción entre el muro y el marco. b. Los muros de cortante actúan independientemente de la capacidad resistente al momento del marco dúctil, y resisten la fuerza lateral total c. El marco rígido debe ser capaz de resistir cuando menos el 25 por ciento de la fuerza lateral total	0.80
4.	Edificios con un marco dúctil, resistente al momento, y que puede resistir el total de la fuerza lateral	0.67
5.	Tanques elevados más el contenido, soportados por cuatro o más patas contraventeadas y que no están soportados por un edificio	2.5 ^b
6	Otras estructuras distintas de los edificios	2.00

^a Cuando la carga de viento produzca mayores esfuerzos, se usará la carga del viento en lugar de la carga sísmica

^b El valor mínimo de " $K \times C'$ " = 0.12, Y el máximo no excederá 0.25. La torre de soporte del tanque se diseña para una carga de torsión basada en la fuerza lateral, con una excentricidad del 5 por ciento de la dimensión de la estructura en el punto de aplicación de la fuerza.

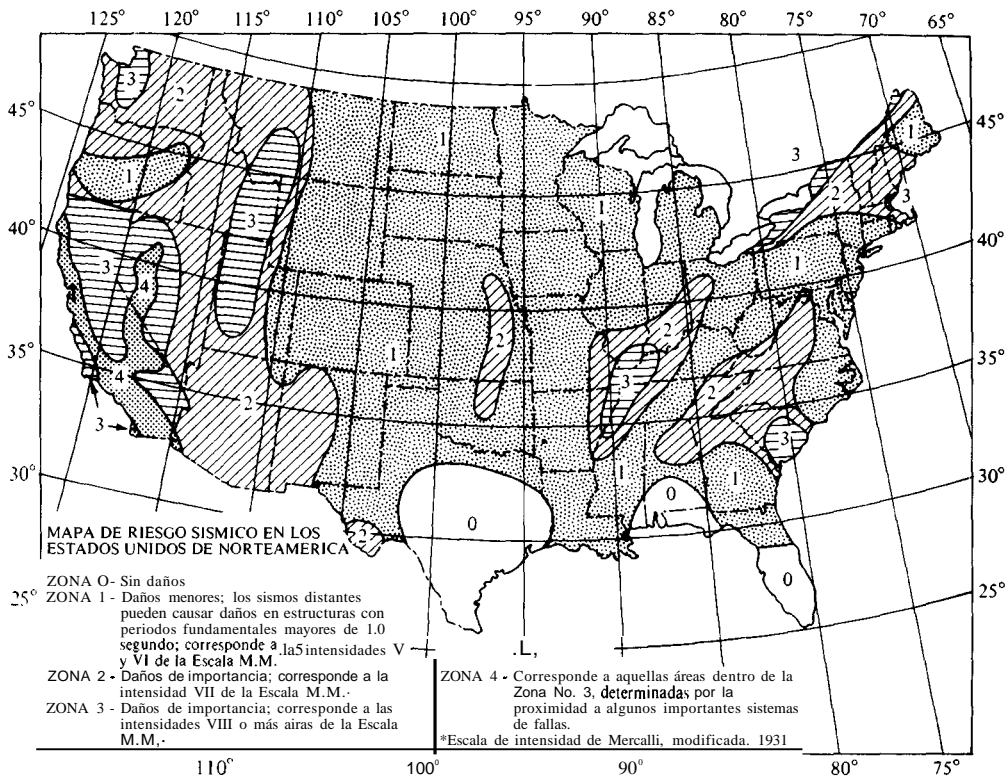


Figura 1-12 Mapa de las zonas sísmicas en los Estados Unidos. (Según el Uniform Building Code, 1976).

Ejemplo 1-7 En la figura *EI-7a* se muestra un edificio de apartamentos de 10 pisos y sótano. El exterior está formado por muros aislantes y ventanas térmicas (doble hoja) con un peso estimado de 15 lb/pie^2 . Las paredes interiores están generalmente constituidas por cancelos dobles enyesados por ambos lados y con aislamiento entre las hojas individuales. Se usan pisos de concreto de 4 pulg (son mosaicos o alfombras) colocados sobre soportes metálicos de acero corrugado, y sostenidos por viguetas de acero de celosía. El edificio está situado en Memphis, Tennessee. Estímese la fuerza sísmica y la correspondiente carga por piso.

SOLUCION Estímense de la manera siguiente las cargas muertas de techo y piso:

Techo:

Entablado de madera	3 lb/pie ²
Fieltro de techo de 5 capas	7 lb/pie ²
Plafón y viguetas de celosía	11 lb/pie ²
Total	21 lb/pie²

Peso total del techo $0.021(40 \times 90)$ 75.6 kips

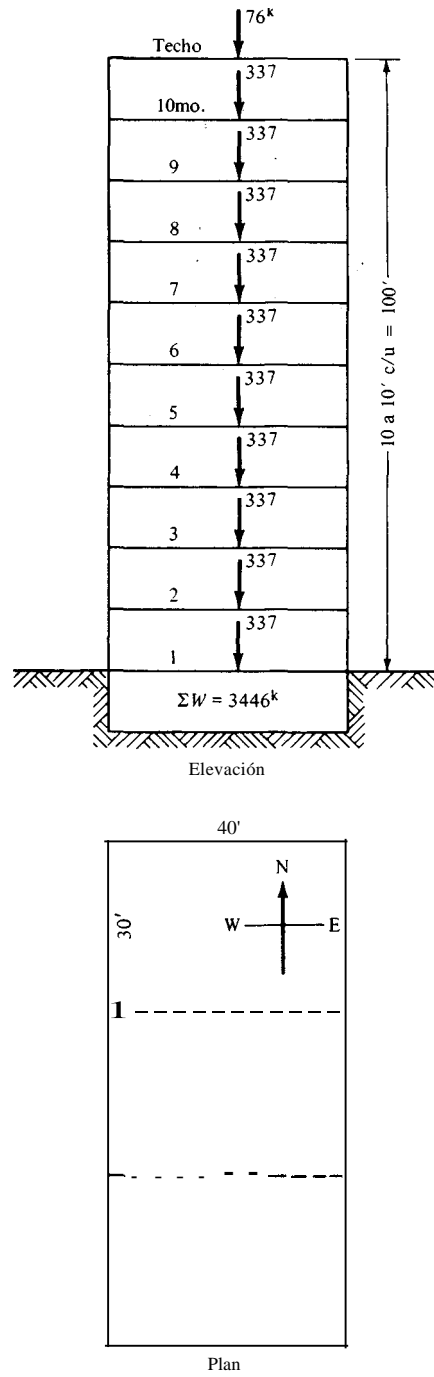


Figura EI-70.

Para cualquier piso:

Canceles para un apartamento de 40 x 30 y 8 pies de altura y en $\frac{1}{2}$ perímetro + 2 muros transversales a 20 lb/pie-

$$\text{da: } (40 \times 2 + 30 \times 2)(8)(20)/(40 \times 30) = 18.71 \text{ lb/pie}^2$$

$$\text{Piso: } \frac{4}{12}(144) (\text{concreto}) = 48.0 \text{ lb/pie-}$$

$$\text{Plafón (estimado)} = 10.0 \text{ lb/pie-}$$

$$\text{Viguetas de celosía y plancha metálica} = 5.8 \text{ lb/pie-}$$

$$\text{Muro exterior a 10 pies de altura} \\ (2 \times 40 + 2 \times 90)(15)(10)/(40 \times 90) = 10.8 \text{ lb/pie-}$$

$$\text{Total} = 93.5 \text{ lb/pie-}$$

$$\text{Peso total del piso} = 0.0935(40 \times 90) = 336.6 \text{ kips}$$

Estos pesos se ilustran en la figura *EI-7a*. Para facilitar los cálculos, se usarán pesos de 76 y 337 kips, respectivamente para el resto del problema. Para la zona 3 de la figura 1-12, el factor Z es 0.75; tómese $I = 1.00$; tómese $K = 0.80$, obtenido de la tabla 1-3. El peso total del edificio = $76 + 10(337) = 3446$ kips.

La fuerza sísmica en la dirección E-W, se calcula como sigue:

$$D = 40 \text{ pies}$$

$$T = \frac{0.05(100)}{\sqrt{40}} = 0.7906 \text{ s}$$

Como la estructura es de acero, el cálculo alternativo del periodo es

$$T = 0.1 \times \text{número de pisos} = 0.1(10) = 1.0 \text{ s.}$$

El autor promedia los dos valores de T para obtener $T = 0.895$ s.

$$C = \frac{1}{15\sqrt{T}} - \frac{1}{15(0.895)} = 0.0705$$

La sustitución de esta acumulación de factores/peso en la ecuación (1-4) da

$$F = 0.75(1.0)(0.80)(0.0705)(1.5)(3446) = 218.6 \text{ kips}$$

El valor para el techo es

$$F_{\text{tope}} = 0.07TF = 0.07(0.895)(218.6) = 13.7 \text{ kips } (T > 0.7 \text{ s})$$

Las cargas por piso se hallan usando h_n = distancia desde el terreno hasta el piso n , de la manera siguiente: $\sum Wnh_n = 337(90) + 337(80) + 337(60) + \dots + 337(10) = 151\,650 \text{ pie} \cdot \text{kips}$

13.7 ^k	
40.98	10'
36.42	
31.87	
27.32	
22.77	
18.21	
13.66	
9.11	
4.55 ^k	10'
	10'

Figura EI-7b

$$F = (F - F_{\text{tope}}) \sum \frac{W_n h_n}{W_n h_n} = (2186 - 137) \frac{W_n h_n}{151656}$$

Para el décimo piso

$$F_{10} = 0.001351(337 \times 90) = 40.98 \text{ kips (que se muestran en la figura EI-7b)}$$

$$F_9 = 0.001351(337 \times 80) = 36.42 \text{ kips}$$

$$F_8 = 0.001351(337 \times 70) = 31.87 \text{ kips}$$

$$F_2 = 0.001351(337 \times 10) = 4.55 \text{ kips}$$

Sumando las cargas horizontales de piso e incluyendo el valor del techo de 13.7, se obtiene como verificación 218.59 versus 218.6. Estas cargas laterales de piso se tienen todavía que proratear entre los diversos claros en la dirección E-W para la condición (o condiciones) de carga del análisis de la estructura, el que incluye las fuerzas sísmicas. ///

1-12 FATIGA

Se han registrado numerosas fallas estructurales que se han atribuido a la fatiga. La falla por fatiga es una fractura del material causada por un número suficiente-

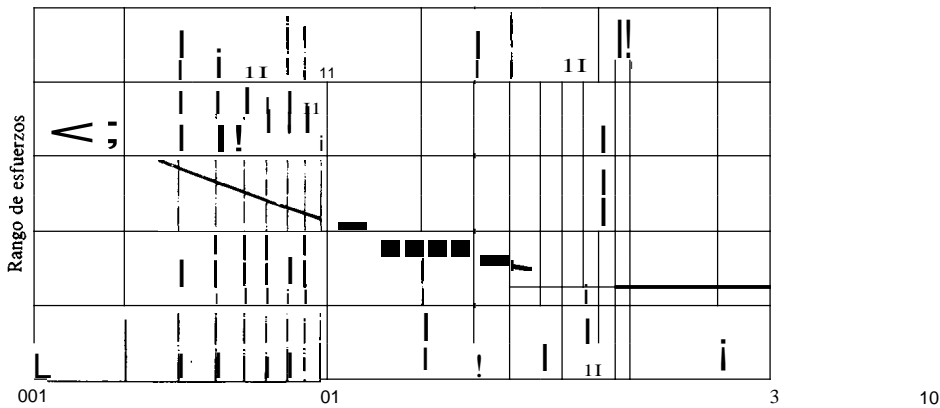


Figura 1-13 Trazado cualitativo del rango del esfuerzo F_{sr} versus el número de ciclos necesarios para la falla.

mente grande de repeticiones de esfuerzos, esfuerzos cíclicos o pulsantes o inversiones de esfuerzo. La aplicación de esfuerzos tiende a producir una fractura del material en un lugar donde exista una pequeña imperfección (que puede tener un tamaño microscópico). Se forma una grieta y, dependiendo del nivel de esfuerzos, progresa rápida o lentamente (a veces con tanta lentitud que se puede detectar visualmente la grieta antes de que ocurra la falla) hasta la ruptura del miembro.

La mayoría de los metales que se prueban bajo cargas repetidas o cíclicas muestran un rango de esfuerzos versus el número de ciclos para llegar a la falla, como se ilustra cualitativamente en la figura 1-13. En otro tiempo, estas curvas se presentaban comúnmente como niveles de esfuerzo versus ciclos. En la actualidad, el parámetro de interés lo constituye el rango de esfuerzos. El rango de esfuerzos F_{sr} se puede definir como

$$F_{sr} = F_{m\acute{a}x} - F_{m\acute{i}n} \quad (1-8)$$

donde $F_{m\acute{a}x}$ es el esfuerzo máximo y $f_{m\acute{i}n}$ el esfuerzo mínimo a los que está sometido el miembro mientras da servicio. El límite de fatiga (rango de esfuerzos) a menudo se define como el rango de esfuerzos que requiere cuando menos 2×10^6 ciclos de esfuerzo para causar la falla.

Las especificaciones del AISC, AASHTO, y el AREA son casi idénticas al especificar el rango de esfuerzos y el número de ciclos de esfuerzo (cuando la falla del miembro no sea catastrófica). Dichas especificaciones se basan en la ejecución de gran número de pruebas (véase Fisher, "Fatigue Strength of Steel Members with Welded Details", *AISC Engineering Journal*, No. 4, 1977). En la tabla 1-4 se dan valores típicos de rangos de esfuerzos que se pueden usar con las tres espe-

Tabla 1-4 Rango del esfuerzo permisible F_{sr} , para diversos materiales y tipos de esfuerzo

Material	Esfuerzo	Rango de esfuerzos, kip/pulg ²			
		Ciclos =			
		20 a 100 $\times 10^3$	100 a 500 $\times 10^3$	500 a 2000 $\times 10^3$	Más de 2000 $\times 10^3$
Metal de base con superficies laminadas	T o Inv"	60 (415)	36 (250)	24 (165)	24 (165)
Miembros armados					
Metal base y metal de aportación, contruidos de placas y perfiles con soldaduras de ranura con penetración total o parcial	T o Inv"	45 (310)	27.5 (190)	18 (124)	16 (110)
Esfuerzo calculado de flexión en el talón (toe) del alma o del patín adyacente a atiesadores transversales soldados	T o Inv"	32 (221)	19 (131)	13 (90)	10 ^b (69)
Metal base al final de las cubreplacas parciales de recubrimiento (rectas o ahusadas)	T o Inv"	21 (145)	12.5 (86)	8 (55)	5 (34.5)
Conexiones mecánicamente fijas					
Metal base en la sección, que usaconexiones de fricción con tornillos de alta resistencia -pero sin flexión fuera del plano en la junta	T o Inv"	45 (310)	27.5 (190)	18 (124)	16 (110)
Metal base en la sección neta de las juntas remachadas o con otra sujeción mecánica	T o Inv"	27 (186)	16 (110)	10 (69)	7 (48.3)
Soldaduras de ranura					
Metal base y metal de aportación con penetración total, rebajado a ras, e inspeccionada	T o Inv"	45 (310)	27.5 (190)	18 (124)	16 (110)
Metal base y metal de aportación en empalmes con penetración total	T o Inv"	45 (310)	27.5 (190)	18 (124)	16 (110)
Conexiones soldadas a filete					
Metal base con filetes intermitentes de soldadura	T o Inv"	21 (145)	12.5 (86)	8 (55)	5 (34.5)
Metal base en la unión de un miembro sometido a carga axial con conexiones en sus extremos soldadas a filete y con las soldaduras balanceadas respecto al eje del miembro	T o Inv"	21 (145)	12.5 (86)	8 (55)	5 (24.5)
Soldaduras de filete, continuas o intermitentes, longitudinales o transversales	Cortante	15 (103)	12 (83)	9 (62)	8 (55)

^a T, Tensión; Inv, inversión de esfuerzos (tanto a tensión como a compresión).

^b Se usará 12 k/pulg² u 83 MPa para el alma de las trabes.

cificaciones. El lector debe consultar el Structural Welding Code, sección 9-14, que es donde se origina el material usado en las tres especificaciones, o la especificación apropiada de diseño para una más completa presentación de los casos de fatiga y el F_{sr} .

El mayor valor en cada categoría de ciclos que aparece en la tabla 1-4 es por lo general aplicable a edificios. Valores más bajos que los mostrados son necesarios para secciones reducidas, ciertos tipos de juntas, tipo del material de las mismas, y para algunos miembros en los edificios industriales. Se deben consultar el manual AISC (Apéndice B), el *AWS Structural Welding Code*, las especificaciones de la AASHTO (sección 1-7.2 o del AREA, para aquellos casos donde sea preciso considerar la fatiga. Nótese que no es común considerar la fatiga junto con las fuerzas de viento o sísmicas sobre los edificios. La fatiga no se considera por lo general en el diseño de rutina de edificios, ya que 10 ciclos de carga/día durante un periodo de 20 años sólo representa

$$N = 10 \times 365 \times 20 = 73000 \text{ ciclos}$$

Estos casi nunca son suficientes ciclos de cualquier rango de esfuerzos, para requerir una reducción en los esfuerzos permisibles, para tener en cuenta la fatiga.

Ejemplo 1-8 Se supone que una sección laminada estará sometida a 1×10^6 ciclos de esfuerzo durante el periodo de diseño de la estructura. El análisis de los esfuerzos da $F_{m\acute{a}x} = P_{m\acute{a}x}/A = 16 \text{ k/pulg-}$; $f_{m\acute{a}x} = - P_{m\acute{a}x}/A = - 12 \text{ k/pulg-}$. El esfuerzo básico para este miembro es $f_a = 22 \text{ k/pulg-}$ (tensión) y 16.5 k/pulg- (compresión). La configuración estructural limita a $F_{sr} = 24 \text{ k/pulg-}$ en el metal base. ¿Será satisfactoria esta sección?

SOLUCIONo

$$f_{sr} = 16 - (-12) = 28 \text{ k/pulg-} < 24 \text{ k/pulg-} \quad \text{No sirve}$$

Esta sección no es adecuada para este número de ciclos; se debe aumentar la sección de manera que $F_{sr} < 24 \text{ k/pulg-}$, Nótese que la sección es adecuada para los esfuerzos estáticos "permisibles".
///

1-13 ESTRUCTURAS DE ACERO

Las estructuras de acero incluyen puentes, edificios, torres de transmisión, tanques de almacenamiento, soportes para anuncios, y hasta objetos artísticos. En este libro se da atención principalmente a puentes y edificios, ya que éstos son los proyectos más comunes de los que se ocupan los ingenieros.

De acuerdo con su uso, los edificios se clasifican por lo general en edificios industriales o de muchos pisos. En la actualidad se usa muy poco el acero en la construcción residencial, excepto en los apartamentos de muchos pisos.

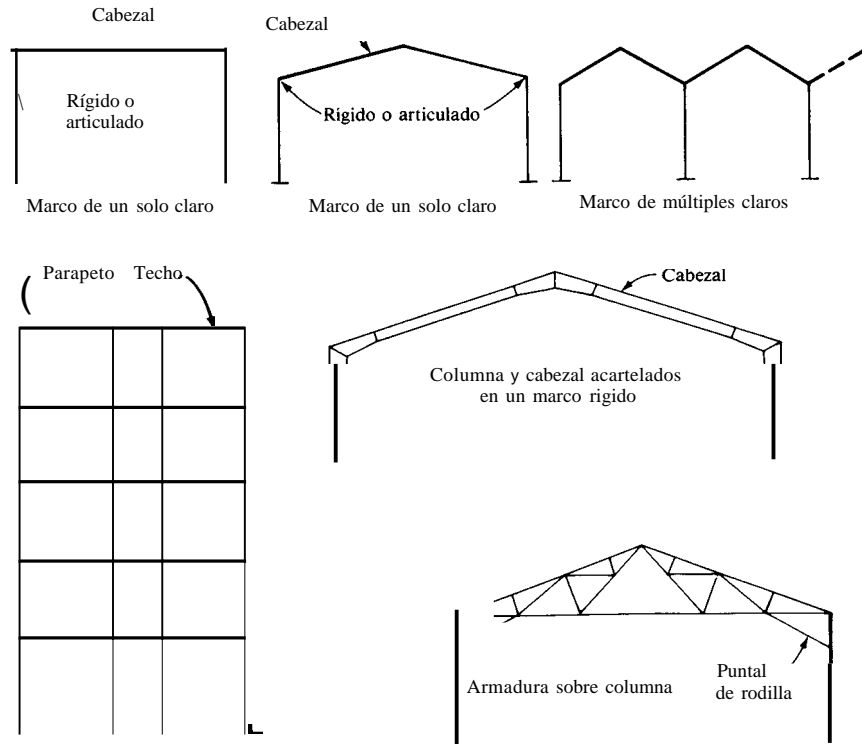


Figura 1-14 Diversos marcos usados en las estructuras de acero para edificios.

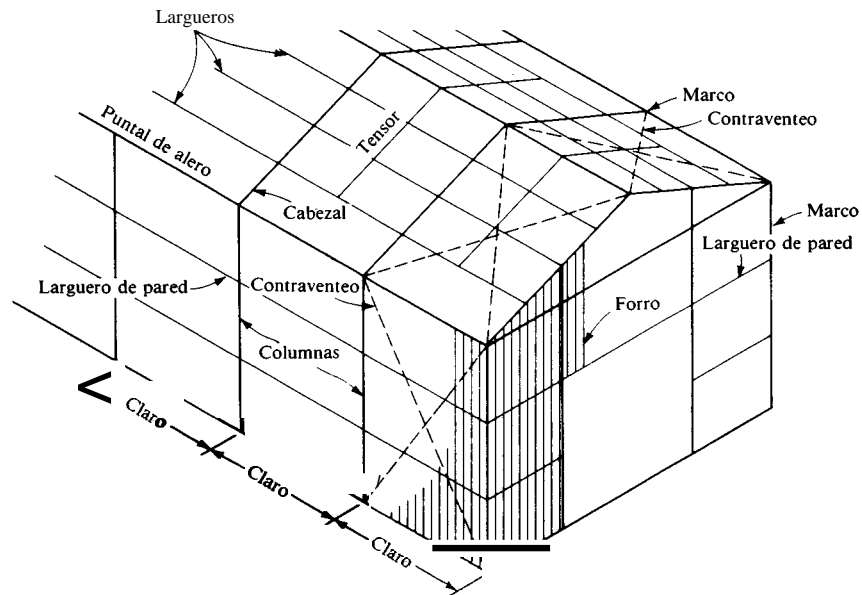


Figura 1-15 Términos adicionales usados para identificar los miembros estructurales de los edificios industriales.

1-13.1 Edificios industriales

En general, los edificios industriales son estructuras de uno o dos pisos que se usan principalmente con fines industriales (como son las fábricas, almacenes, u operaciones de menudeo/mayoreo), e institucionales (que incluyen escuelas, hospitales, hoteles, apartamentos). Entre otras estructuras se pueden incluir los gimnasios, arenas, iglesias, restaurantes, y terminales de transporte (tierra, mar, aire). Estos edificios pueden estar compuestos de marcos de acero, como los de la figura 1-14, o tener un techo soportado por miembros de acero que descansan sobre muros de carga (véase figura 2-4). El esqueleto de acero del edificio puede ser rígido o articulado; puede ser un arco con dos o tres articulaciones, o puede ser un sistema de armaduras sobre columnas. La armadura puede ser rígida o articulada. En la figura 4-1, se muestran varias estructuras de edificios durante la construcción.

La estructura de un edificio es un esqueleto tridimensional, pero por lo general se considera como rígida en un plano solamente. Algunos edificios son rígidos tanto en el plano XY como en el plano XZ , pero este tipo de estructura no se tratará en este libro. La estructura plana que se obtiene de considerar solamente los elementos principales de la misma y/o la rigidez se llama *marco* y puede tener una altura de uno o más pisos (las figuras 1-14 y 1-15 ilustran términos que se definen en este caso y más tarde). El término "marco" se usa en todas las estructuras ya sean rígidas, armadura sobre columnas, cabios sobre columnas, u otros miembros, y que se utilizan para salvar el espacio entre columnas en el plano principal. La se-

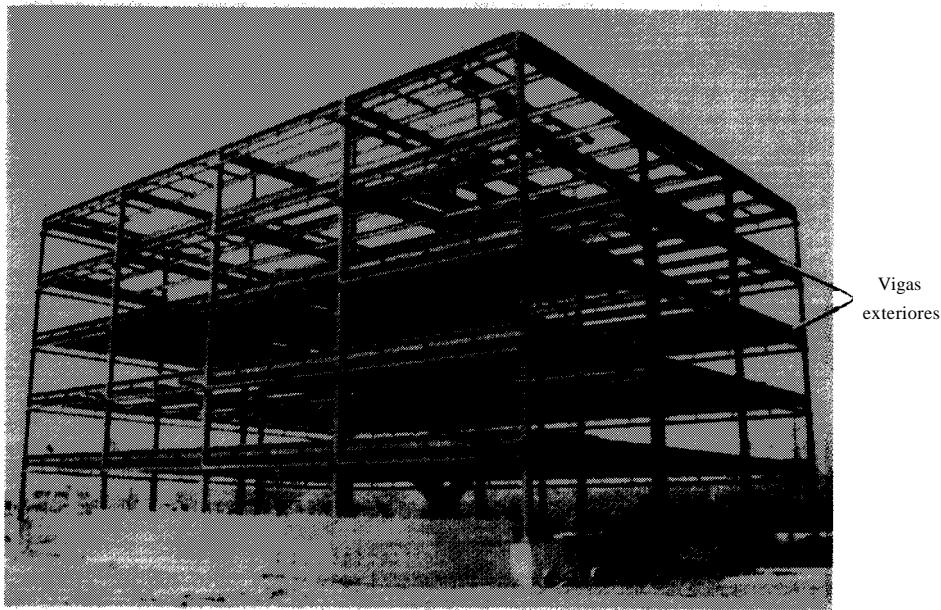


Figura 1-16 Vigas exteriores en un edificio de oficinas de cinco pisos. Nótese que las vigas exteriores soportan traveses más pequeñas y a las que se fijarán los muros de la fachada.

paración entre marcos según la tercera dimensión constituye las crujías. Las vigas de borde y de piso se usan para salvar las crujías en edificios de muchos pisos (véanse las figuras 1-16 y 4-1c) con trabes (que por lo general son miembros más pesados que las vigas de piso) tendidas entre las columnas de los marcos. En la figura 1-15 se ilustran términos adicionales para edificios industriales de un solo piso, donde se hace notar que el contraventeo lateral (véase figura 4-1d) se usa en determinados claros.

El sistema de techo de todos los edificios consiste en una estructura, algún sistema de piso y una cubierta impermeabilizante. La estructura principal del techo consiste de los cabios o de la armadura en cualquier marco. Los largueros se tienden a través de las crujías y se espacian de 0.6 a 2 m (2 a 6 pies), o más, medidos centro a centro, dependiendo del tipo de tablero de techo que se use. Se proveen tensores como un apoyo adicional para los largueros que se usan en los techos en pendiente. El diseño de los largueros en los techos inclinados resulta bastante complejo debido a la flexión asimétrica (véase ejemplo 4-10). El tablero de techo descansa sobre los largueros y puede ser un tablero metálico, losas de concreto prefabricadas, entarimados de madera, o planchas de asbestos o yeso.

Las paredes pueden ser de chapa metálica, chapas metálicas "sandwichs" (muros de cortina) que consisten en dos hojas metálicas con algún tipo de relleno aislante, tabloncillos de asbesto, ladrillos, bloques de concreto, mosaicos o concreto precolado o colado en el lugar. Las paredes ligeras se soportan con vigas de



Figura 1-17 Largueros de la pared exterior conectados a las columnas usando segmentos cortos de angular atornillados con pernos de alta resistencia. Refiérase a la figura 4-1b para largueros parcialmente instalados en un edificio industrial usando columnas acarteladas y secciones de cabios. Nótese los largueros que descansan sobre los cabios.



Figura 1-18 Estructuración del piso. Las travesas son las secciones de mayor peralte a las que se conectan las vigas de piso. Se usa un tablero metálico sobre las vigas y donde se colará el concreto para producir un piso compuesto. Los miembros diagonales que se muestran constituyen el contraventeo de la armadura. La dirección de las vigas de piso con respecto a las travesas determina la dirección del flujo de carga, desde cualquier piso hasta la cimentación.

fachada suplementadas con largueros de pared en los edificios de muchos pisos. En los edificios industriales el recubrimiento ligero de las paredes lo soportan los puntales del alero y los largueros de pared.



Figura 1-19 Uso de una armadura del tipo de tablero superior para el claro de aproche y de una armadura de tablero inferior para la luz principal. Nótese el contraventeo lateral aproximadamente a la mitad de la altura de la armadura principal para reducir la longitud no soportada de los miembros verticales de la armadura. La geometría particular de las diagonales se usa para reducir la longitud sin apoyo de los miembros diagonales.

La viga de borde o fachada, ya mencionada, es similar a un larguero y se coloca en la línea de piso como la viga de piso más externa, y soporta cierta proporción de la carga de piso. Soporta también parte de la pared lateral. Si el recubrimiento lateral es pesado (ladrillos, bloques de concreto, mosaicos, etc.) se puede "reforzar" el larguero usando un canal o un angular, dependiendo de la carga que haya que soportar. Las vigas de-borde se muestran en las figuras 1-5j, 1-16, y 4-1h. Las traveses se muestran en la figura 1-17.

El sistema general de entramado del piso de un edificio de muchos pisos, se puede ver en las figuras 1-18, 4-1e y 4-1f. Es necesario establecer el entramado del piso desde el mismo principio del diseño de modo que se pueda realizar el flujo de carga y dimensionar a los diversos miembros.

1-13.2 Puentes

Los puentes se pueden clasificar en dos tipos: de armadura, traveses armados (que incluyen las vigas laminadas); y de arco, o de suspensión (que usan cables o barras en los miembros principales para soportar la carga). Los puentes de armaduras y traveses armados son los de uso más común y los únicos considerados en el texto. Los puentes del tipo de armadura abarcan los puentes de tablero superior en los que el tráfico pasa por encima de la armadura, y los de tablero inferior, donde el tráfico pasa entre las armaduras. Se prefiere en general el tipo de tablero superior cuando el espacio libre debajo de la armadura no sea un factor determinante, porque es posible hacer más cortas las pilas. Muchos puentes de armadura combinan los dos tipos de armaduras (véase figura 1-19). Es práctica común usar combinaciones de armaduras para las luces más largas y traveses para los claros más cortos (o los enfoques). Este último esquema se ilustra en la figura 4-140. En la figura 1-20 se muestran los términos usados en las armaduras de puente (véase también la figura 4-13). Actualmente se usan estructuras de traveses en el diseño de los puentes, las que requieren menos trabajo de fabricación que las armaduras. En todo caso se usa lo más posible la soldadura, y con las conexiones de campo soldadas o construídas usando tornillos de alta resistencia.

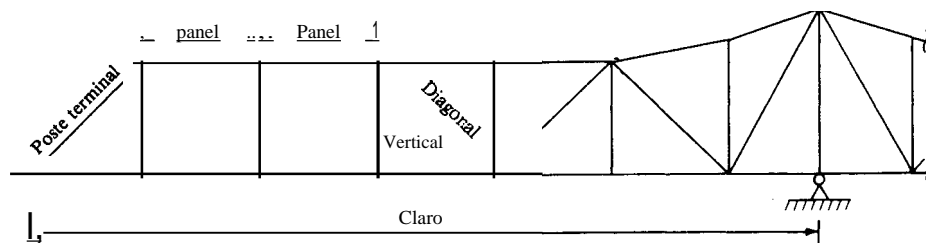


Figura 1-20 Términos usados en las armaduras. Se muestra una armadura continua. No es necesario que todos los paneles tengan la misma longitud. Cuando la altura de la armadura aumenta en la región de altos momentos (sobre el apoyo), se debe reducir la longitud de los paneles para hacer más cortos los miembros.

1-14 EXACTITUD DE LOS CALCULOS y DE LAS COMPUTADORAS ELECTRONICAS

En los tiempos en que la regla de cálculo de 10 pulg. era el principal auxiliar de los cálculos en la oficina del diseñador estructural, los cálculos rara vez sobrepasaban las tres cifras significativas. Esto era (y es) satisfactorio, por las razones aducidas al principio de este capítulo tanto de manera directa o como se implicaba en los cálculos de los ejemplos.

En la actualidad, la calculadora electrónica y/o la calculadora digital se usan casi universalmente en los cálculos estructurales, tanto por la mayor complejidad de las configuraciones estructurales como por la mayor velocidad al efectuar los cálculos y fijar automáticamente el punto decimal. En la actualidad, es casi obligatorio (tanto por razones éticas como económicas) efectuar varias iteraciones en el cálculo de una estructura para la mayor optimización del diseño. Este paso casi siempre requiere el uso de una computadora digital.

Estos dispositivos de cálculo pueden proporcionar un número bastante grande de dígitos para cualquier resultado de los cálculos; el problema consiste en la manera como se ha de considerar este aumento en la capacidad de cálculo. Es evidente que la entrada no es mejor que la salida, pero con un gran número de dígitos aparentemente significativos, luce muy impresionante. En casi todas las oficinas de diseño, los cálculos de diseño los verifica una segunda persona, como precaución. Si el diseñador original efectúa gran número de cálculos en serie usando una calculadora electrónica, los resultados diferirán de los obtenidos cuando el revisor elimina los pasos intermedios, y luego los vuelve a utilizar para continuar los cálculos. Cuando las discrepancias no son grandes, se origina la duda de que si el problema ha sido "verificado" o si una de las personas (o ambas) ha incurrido en una omisión en el diseño.

Por estas razones se aconseja que, no importa cuál sea la exactitud de los datos iniciales, los cálculos se deben llevar a tantos lugares decimales como sea práctico (quizá 0.001) para obtener una buena convergencia en la verificación. El esfuerzo adicional en los cálculos es mínimo. Cualesquiera pasos intermedios se deben escribir con la misma precisión con que se han de usar en los cálculos subsiguientes (esto es, no se escriba 106.1 y luego se use 106.153 en los cálculos subsiguientes).

1-15 CALCULOS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL EN UNIDADES SI

1-15.1 Unidades principales

Las unidades SI que revisten mayor interés para el ingeniero estructural son las siguientes:

Peso unitario, kN/m^3 .

Masa unitaria (también densidad de masa o simplemente "densidad"), kg/m³ o ton/m³- (la tonelada métrica = 1 000 kg; 1 ton/m³ = 1 g/cm³),

Presión (mayor de 1 000 lb/pulg- en unidades pie lb s), MPa (MPa = megapascal = 10⁶ N/m²).

Presión (menor de 1 000 lb/pulg- en unidades pie lb s), kPa (kPa = kilopascal = 10³ N/m²).

Peso lineal (como el peso de las vigas para los momentos flectores), kN/m.

Masa lineal (como cuando se ponen las órdenes a la fábrica), kg/m.

Momentos flectores, kN·m.

Las tablas del SSDD usan mm en las unidades SI para las dimensiones de las secciones y m⁴ para los módulos de inercia $\times 10^{-6}$, y el de sección por 10^{-3} . Estos exponentes son múltiplos de 3, como se acostumbra. Además el usuario debe tomar nota de que

$$f_b = \frac{M}{S} = S, \frac{m^3 \times 10^{-3} \times 10^3}{m^3} = MPa$$

$$M = f_b S = MPa \times m^3 \times 10^{-3} \times 10^3 = kN \cdot m$$

donde no es necesario escribir el valor 10^{-3} después de haber efectuado los cálculos varias veces para adquirir confianza.

Ejemplo 1-9 Dados los datos:

Módulo de sección, $S = 6.33 \text{ m}^3 (\times 10^{-3})$

$$F_b = 0.6 F_y = 0.6(250) = 150 \text{ MPa}$$

$$M = 1200 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

¿Es adecuada la sección? Si no lo fuera, ¿qué S se requerirá?

SOLUCION

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{1200}{6.33} = 189.6 \text{ MPa} > 150 \quad \text{La sección no es adecuada}$$

El S requerido es

$$S = \frac{M}{F_b} = \frac{1200}{150} = 8.00 \text{ m}^3 (\times 10^{-3})$$

Nótese que no es necesario incluir el 10^3 junto con el valor de 150 MPa para producir 150000 kPa por división (después de haber adquirido alguna práctica), ya que las unidades se obtendrán corriendo simplemente el punto decimal. ///

1-15.2 Tipos y precisión general de las unidades SI

Las unidades SI indicadas tienen la suficiente precisión para los cálculos:

Concepto	Aproximación al siguiente	
Peralte de las vigas, ancho de los patines, lados de los angulares		1.0 mm
Espesor de cualquier miembro como placas, etc.		0.1 mm
Momento de inercia ($m^4 \times 10^{-6}$), pero depende del tamaño		0.01
Módulo de sección ($m^3 \times 10^{-3}$), pero depende del tamaño		0.01
Radio de giro		0.1 mm
Use para los pesos:	0.01 kN/m	
Masa:	0.1 kg/m	(La especificación A-6 de la ASTM usa por lo general el kg/m más cercano para una selección de perfiles laminados -queda por vez cómo se comprará el material, ya que no es probable que los fabricantes regalen grandes masas al comprador que exige un excesivo números de cortes).
Presión:	0.01 kPa	
Presión:	0.1 MPa	
Peso unitario:	0.01 kN/m ³	

El lector debe observar que en las tablas SSDD, algunas de las dimensiones y presiones difieren ligeramente de la precisión de la lista anterior, debido a que se calcularon en la computadora. Los valores de las tablas son aceptables, pero cualesquiera otros valores adicionales calculados, deben estar de acuerdo con los anteriores.

1-15.3 Selección de factores de conversión a unidades SI

A continuación se dan algunos de los más útiles factores de conversión. Nótese que cualesquiera unidades derivadas de fuerza, se pueden deducir usando

1 pie' de agua pesa 62.4 lb/pie'
 1 m³ de agua pesa 9.807 kN/m³
 1 m³ de agua tiene una densidad de masa de 1 000 kg/m³ 1 g/cm³
 1 pie = 0.3048 m
 1 m = 3.2808 pie
 g = 32.17 pie/s² = 9.8054 m/s² (se usará 9.807)

Ejemplo 1-10 Conviértanse 120 lb/pie' a unidades SI

$$\text{Peso unitario} = \frac{120}{62.4} (9.807) = 18.86 \text{ kN/m}^3$$

¿Cuánto es 23.5 kN/m³ en pie lb s?

$$\text{Peso unitario} = \frac{23.5}{9.807} (62.4) = 149.5 \text{ pcf} \quad \text{///}$$

El lector debe observar que no se muestran los varios pasos intermedios que producen los resultados finales de 62.4 y 9.807.

A continuación se indican algunos otros factores de conversión que pueden ser de utilidad:

Para convertir	a	Multiplíquese por
kilogramo (kg)	kilonewton (kN)	0.009806650
libra (lb)	kg	0.4535924
libra	kN	0.004448222
kips (1000 lb)	kN	4.448222
lb/pie	kNjm	0.014593727
kip/pie	kNjm	14.593727
lb/pie	kgjm	1.48816404
lb/pulg ²	MPa	0.006894757
lb/pulg ²	kPa	6.8947577
kip/pulg ²	MPa	6.8947577
kip/pulg ²	kPa	6894.7577
lb/pie ²	kPa	0.04788026
kip/pie ²	kPa	47.88026
kip · pie (momento)	kN·m	1.35584
kip · pulg	kN·m	0.1129862

PROBLEMAS

1-1 ¿Cuál es la ϵ_y para un acero con $F_y = 40$ kips/pulg/?

1-2 ¿Cuál es la ϵ_y para un acero con $F_y = 365$ MPa?

Respuesta: 0.00182.

1-3 ¿Cuál es el aumento en peso/pie de una viga W16 x 40, como aparece en la figura PI-3, después de la aplicación de 2 pulg. de perlita? (véase figura 1-5); el método de aplicación es probable que no produzca una sección geométrica exacta; por consiguiente, el cálculo no debe ser sumamente preciso.

Respuesta: 30 lb/pie.

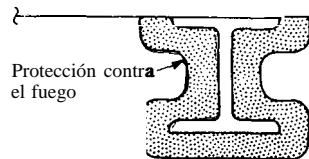


Figura PI-3

1-4 ¿Cuál es el aumento en peso de una sección laminada W410 x 46.1, con 55 mm de vermiculita aplicada como protección contra incendios, como se ve en la figura PI-3? (Antes de resolver el problema, léase el comentario del problema 1-3).

1-5 ¿Cuál es el factor R para la columna interior en el piso más alto y tres pisos más abajo, como se ve en el ejemplo I-I?

1-6 ¿Cuál es el factor R de la viga BI y la columna B2 del ejemplo 1-2?

1-7 ¿Cuáles son las fuerzas de viento en los puntos 1 a 9 inclusive y que se muestran en la figura P1-7?

Respuesta: $P(5) = -18.07$ kips.

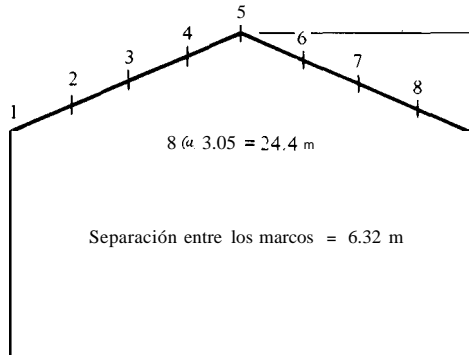


Figura P1-7

)-8 ¿Cuál es la carga de nieve para el edificio de la figura PI-', si el lugar está cerca de Chicago, Illinois, donde el Chicago Building Code requiere 1.25 kPa?

)-9 ¿Cuál es el cortante y momento flector máximos en el claro de 92 pies de un puente para un camión HS 15? ¿Cuál es el factor de impacto?

Respuesta: $V = 48.5$ kips, $I = 0.23$.

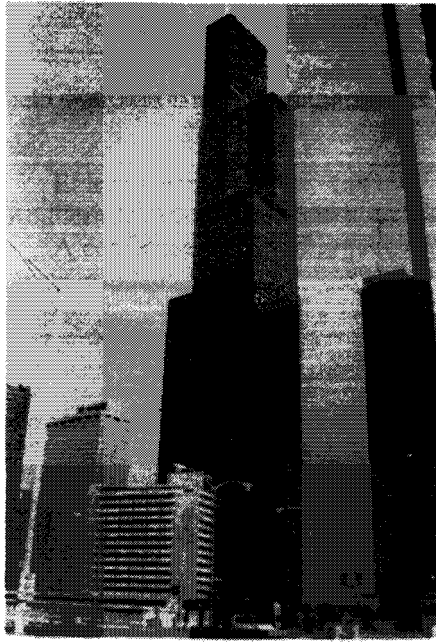
)-10 ¿Cuál es el cortante y momento flector máximos en el claro de 52.5 m para un camión HS-20? ¿Cuál es el factor de impacto?

I-H ¿Cuál es el momento máximo en la trabe de un puente de ferrocarril (una de dos) que soporta una sola vía. El claro es de 30.5 m y el espaciamiento entre las trabes es de *LIZO*. Usese una carga E-n. ¿Cuál es el factor de impacto si la vía usa locomotoras diesel y el puente es de tablero inferior con balasto?

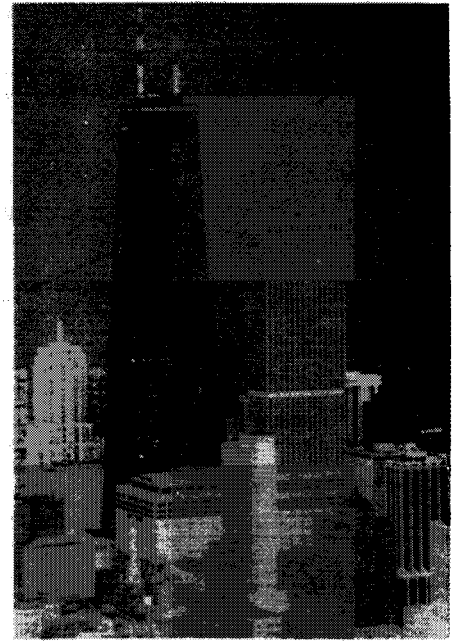
Respuesta: $M = 865$ kN . m; $I = 40.10\%$

1-12 ¿Cuáles son los cortantes de piso en la dirección N/S del edificio del ejemplo 1-7?

)-13 Un elemento estructural está sometido a 1×10^6 ciclos de esfuerzos de carga. La fuerza axial máxima es 640 kN Y la mínima 320 kN. Si los esfuerzos axiales permisibles son 150 y 99 MPa para tensión y compresión respectivamente, ¿qué área en m^2 se requiere para satisfacer tanto los esfuerzos permisibles como los requerimientos de fatiga? Supóngase que la tercera columna de la tabla 1-4 es aplicable a este miembro.



a)



b)

Figura 11-} Dos de los edificios más altos del mundo, se usan estructuras de acero. *(a)* El edificio Sears Tower en Chicago, Illinois, con una altura de 1450 pies (442 m), es actualmente el edificio más alto del mundo. *(b)* El edificio John Hancock Center, también en Chicago, Illinois y con una altura de 337 m. Vista desde la Sears Tower.

ELEMENTOS DE DISEÑO DE MARCOS, ARMADURAS Y PUENTES

2-1 MÉTODOS DE ANÁLISIS

Para diseñar cualquier estructura se necesita determinar las fuerzas en los marcos (esfuerzos axiales, cortantes y flectores) basados en las cargas muertas y en las combinaciones críticas de carga muerta y viva.

El método de análisis depende de la complejidad de la estructura y de que ésta sea estáticamente determinada o indeterminada. Al efectuar el análisis, se puede considerar la estructura como bi o tridimensional. Las estructuras simples son por lo general determinadas; esto es, son suficientes las tres ecuaciones de la estática (ΣF_h , ΣF_v , $\Sigma M = 0$) para obtener las fuerzas internas de los miembros. En las estructuras simples, se supone que los extremos de los miembros no transfieren la resistencia a momento a los miembros adyacentes. Las fuerzas internas de los miembros en las estructuras determinadas se obtienen fácilmente mediante el cálculo manual y con considerable eficiencia usando calculadoras de bolsillo.

Las estructuras rígidas son por lo general indeterminadas, puesto que los extremos de los miembros transfieren fuerzas cortantes y momentos a los miembros adyacentes. Las estructuras indeterminadas requieren la compatibilidad de deformación para suplementar las ecuaciones de la estática para determinar las fuerzas internas de los miembros. Se usan las computadoras digitales para obtener soluciones para todas las estructuras indeterminadas, con excepción de las más sencillas. Para las vigas continuas y algunas estructuras simples de marco

rígido se tienen soluciones que se pueden hallar en los manuales (o deducirse con facilidad usando métodos de la resistencia de materiales). Se presentan algunas soluciones para vigas, en la Parte IV del SSDD, en el manual de la AISC, y en la mayoría de los manuales de ingeniería.

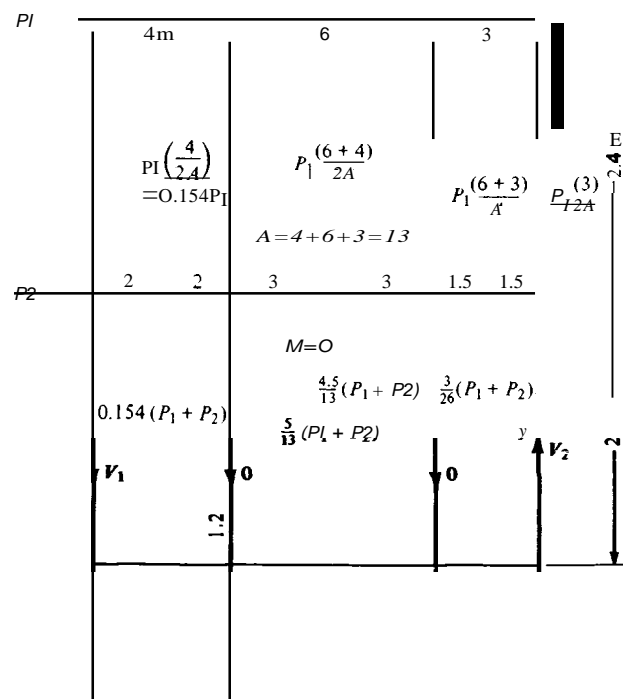
Una parte fundamental del diseño estructural es establecer si la estructura ha de ser rígida o simple. Un marco rígido proporciona por lo general menores momentos de diseño, pero casi nunca resulta en un diseño más económico. Esto se debe a:

1. Consideraciones prácticas de control de calidad y diseño de conexiones rígidas contra simples.
2. La tendencia a utilizar vigas del mismo peralte a través de varios claros, aunque algunos de éstos sean más cortos o soporten menos carga.
3. El uso de un tamaño constante de columna a través de cuando menos dos pisos y a menudo tres o más, para reducir los empalmes. Como la columna es la que resiste la mayor carga, resulta sobrediseñada en el piso superior (o en los pisos superiores).

El *método de análisis por rigidez* (anteriormente conocido como *método de deflexión y pendiente*) es el que se usa más comúnmente para el análisis estructural indeterminado, usando la computadora digital. Este método se adapta particularmente al uso de la computadora, ya que la matriz es siempre poco densa y simétrica. Se puede aprovechar la simetría para reducir el esfuerzo de inversión, de modo que se puedan obtener económicamente rápidas soluciones de problemas de muy grandes dimensiones.

Todas las soluciones de las estructuras indeterminadas son repetitivas y generalmente no son únicas a causa de que la salida depende de la entrada de datos o dicho de manera diferente, es necesario conocer las propiedades de los miembros (área, A ; momento de inercia, J) a fin de obtener compatibilidad de desplazamiento. Como se puede obtener la salida de una computadora digital en forma rápida, se puede iniciar el problema usando valores relativos de A e J , y usar luego esta salida para seleccionar miembros preliminares y repetir el proceso según se requiera. Cuando la entrada es considerable, y donde los marcos contengan gran número de miembros, puede que sea mejor usar métodos aproximados de análisis para obtener dimensiones preliminares de los miembros. Uno de los métodos aproximados es simplemente suponer tamaños relativos de las columnas y vigas (por ejemplo, $A = \text{constante}$, $J_b = 1.2J_c$ u otros valores relativos). Se puede usar la distribución de momentos junto con los valores relativos de A y de J , para obtener dimensiones preliminares de los miembros (pero limitando su uso a no más de dos o tres ciclos). Los métodos del portal y del voladizo para el análisis aproximado de los marcos se puede usar para marcos de edificios de uno o más pisos. Estos dos últimos métodos se usan principalmente para obtener los efectos de las fuerzas laterales (de viento) sobre un marco.

En el *método del portal* (ver figura 2-1) se hacen las siguientes suposiciones:



$\Sigma M_y = 0$ (suponiendo que las cargas laterales no introducen fuerzas axiales en las columnas interiores)

$$VI = \frac{1.2P_2 + 3.6P_1}{13}$$

$$\Sigma F_v = 0 \quad \therefore V_2 = V_1$$

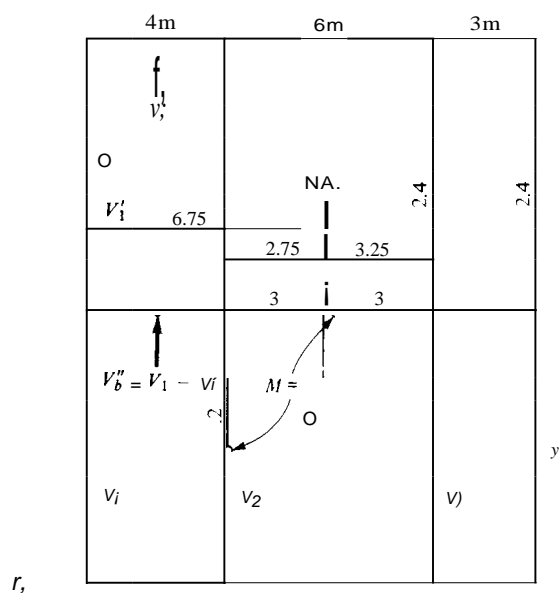
Figura 2-1 Método del portal para el análisis estructural aproximado de un marco típico de tres claros.

1. El punto de inflexión ocurre a la mitad de la altura de todas las columnas.
2. La suma de las cargas de viento (lateral) se distribuye como fuerzas cortantes en proporción al ancho del claro correspondiente.
3. El momento de la viga o trabe es cero a la mitad del claro.
4. Las columnas interiores no soportan cargas axiales.

Con estas cuatro suposiciones y la aplicación de la estática, se pueden obtener los momentos en las juntas.

El *método del voladizo* (figura 2-2) es un método alternativo de análisis aproximado para edificios altos con $H/W \leq 4$ ó 5 , con las siguientes suposiciones:

1. Los puntos de inflexión son los mismos que los del método del portal -punto medio de vigas y columnas.
2. Hay cargas axiales en todas las columnas y son proporcionales a la distancia del eje neutro del marco considerado como una viga vertical en voladizo. La



$\Sigma M_0 = A\bar{X}$ (se supone que las áreas de las columnas son constantes)

$$\frac{X=4A+10A+13A}{A+A+A+A} = 6.75 \text{ m}$$

$$I = 6.75^2 + 2.75^2 + 3.25^2 + 6.25^2 = 102.75$$

$$M_y = 3.6P_1 + 1.2P_2$$

$$\frac{V_i = MyX}{I}$$

$$V_1 = \frac{My(6.75)}{102.75} = 0.0657M_y \quad V_2 = 0.0268M_y \quad V_3 = 0.031611M_y$$

$$\Sigma(V_1 + V_2 - V_3 - V_4) = 0 \quad V_4 = 0.0608M_y$$

Figura 2-2 Método del voladizo para el análisis estructural aproximado del marco típico de una estructura.

situación del eje neutro se basa en las áreas de columnas (como por lo general estas áreas no se conocen, se usa comúnmente un valor de $A = 1$ de área unitaria). El momento de inercia equivalente se calcula como

$$I = \Sigma Ad^2$$

Las cargas de la columna se calculan como

$$V_i = \frac{Me}{I}$$

donde M = suma de los momentos de volcamiento por encima del punto de inflexión.

e = distancia del eje neutro del marco a la columna i

I = momento de inercia del marco considerado como ΣAd^2

Las estructuras que son asimétricas en planta pueden estar sometidas a efectos de torsión a causa de las fuerzas laterales. Se puede realizar un análisis de torsión similar al método del voladizo, usando una constante de torsión, $J = A\Sigma(x^2 + y^2)$, en lugar de I , donde se obtendrá la fuerza de torsión como

$$F_i = \frac{T_e}{J}$$

donde T = Momento de torsión con respecto al eje neutro (vista en planta).

e = Distancia radial desde el eje neutro a la columna i ,

2-2 ANÁLISIS DE VIGAS

Las vigas son miembros generalmente colocados en posición horizontal y que soportan una carga vertical. Esta carga vertical se puede distribuir en todo el claro o aplicarla sólo en un segmento del mismo. Si la carga se distribuye sobre un segmento muy corto del claro, se considera como carga en un punto. Para producir la acción de la viga, la relación l/d (véase figura 2-3H) debe ser mayor de 4 ó 5, de otro modo las cargas se transfieren a las reacciones más bien por arqueamiento que por cortante. La relación w/d debe también ser suficientemente grande para desarrollar flexión más bien que torsión en la sección. La estructuración del piso y la dirección en que se usarán las viguetas de piso afectarán a las trabes y vigas que constituyen la estructura principal. Las viguetas de piso llevan las reacciones extremas concentradas a las vigas de piso, pero es común, donde hay más de tres viguetas en un claro, suponer una carga uniforme. La diferencia en los momentos flectores para una supuesta carga uniforme, w , en lugar de tres cargas iguales, P , se obtiene como sigue:

$$w = \frac{3P}{L}$$

$$M_w = \frac{wL^2}{8} = \frac{3P}{L} \frac{L^2}{8} = \frac{3PL}{8}$$

Las cargas concentradas producen un momento de

$$M_e = \frac{3P}{2} \frac{L}{2} = \frac{PL}{4} = \frac{PL}{2}$$

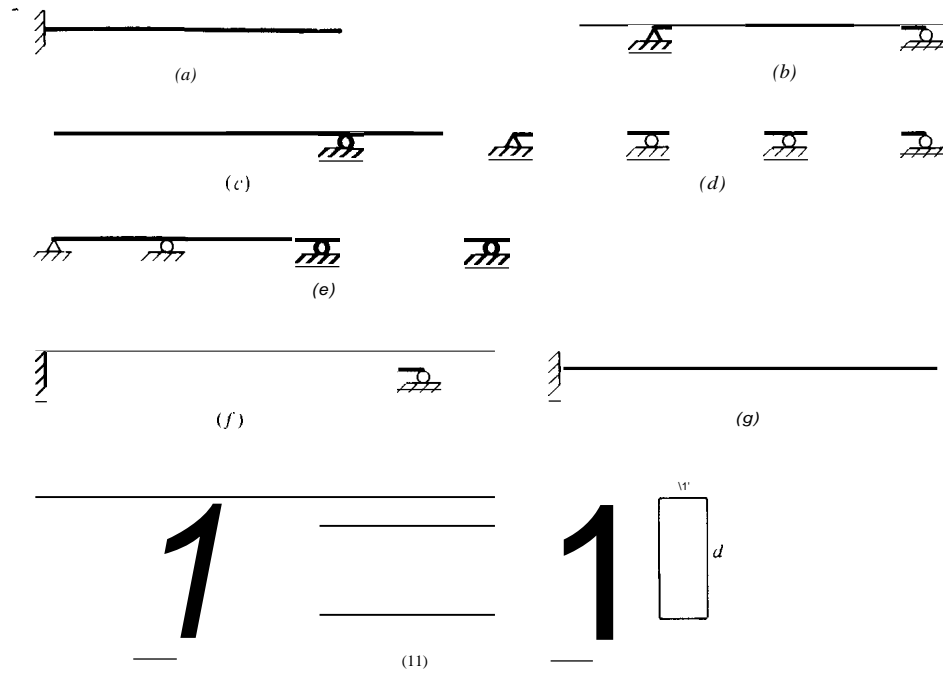


Figura 2-3 Vigas. (a) Viga simple en voladizo. (b) Viga simplemente apoyada. (c) Viga simplemente apoyada con voladizo. (d) Viga continua de tres claros. (e) Viga continua con voladizo. (f) Viga apuntalada en voladizo. (g) Viga con extremos fijos o empotrada. (h) Tanto L/d como w/d deben ser cantidades razonables para que se pueda desarrollar la acción de la viga y para evitar la torsión de las secciones de vigas delgadas y con un gran peralte.

El error es $[(0.5 - 0.375)/0.5](100) = 25$ por ciento (demasiado pequeño). El error disminuye y cambia de signo rápidamente según aumenta el número de cargas concentradas (nótese que la situación es tal que la carga total de la viga es una constante y que no aumenta con el número de cargas). Por ejemplo, si la carga total es constante, $3P$, y se coloca en cinco espacios iguales, el valor de M ; seguirá siendo $3PL/8$; el valor de Me será $9PL/25$.

Las vigas pueden ser simplemente apoyadas, voladas, en voladizo, fijas, o continuas, como se ilustra en la figura 2-3. El diseñador tiene siempre que hacer suposiciones que involucran las cargas concentradas en puntos fijos, así como con respecto a cuán realistas serán los modelos de las vigas fijas, en voladizo o continuas respecto a la geometría real del miembro. Casi nunca es posible y nunca deseable tener realmente puntos de aplicación de cargas ó reacciones, aunque es común hacer esta suposición en todos los métodos de análisis.

El proporcionamiento de las vigas se puede efectuar tan pronto como se obtengan los diagramas de cortante y momento. La ecuación diferencial general para una viga es

$$Elyiv = -w$$

y sucesivamente:

$$E/y''' = V = \text{cortante} = -wx + C_1$$

$$E/y'' = M = \text{momento} = -\frac{wx^2}{2} + C_1x + C_2$$

$$E/y' = \text{pendiente} = -\frac{wx^3}{6} + \frac{C_1x^2}{2} + C_2x + C_3$$

$$E/y = \text{deflexión} = -\frac{wx^4}{24} + \frac{C_1x^3}{6} + \frac{C_2x^2}{2} + C_3x + C_4$$

La ecuación general de la curva elástica de una viga produce cuatro constantes de integración. Las constantes C_2 y $C_4 = 0$, para vigas simples, y el término w es cero para las vigas cargadas con cargas concentradas.

La ecuación general de la viga a menudo resulta útil en cuanto se puede obtener de manera aproximada la información apropiada sobre la viga, al sustituir una serie de cargas concentradas por el valor equivalente de carga uniforme.

Es frecuente limitar las deflexiones de las vigas, tanto en edificios como en puentes. En los códigos de construcción se pueden hallar valores desde $L/360$ hasta valores tan bajos como $L/1\,000$, dependiendo del uso y/o el acabado interior. Donde se suministran criterios de deflexión las deflexiones aproximadas se deben calcular antes de que avance mucho el diseño. El lector se debe dar cuenta de que no son posibles los cálculos de deflexión con un alto grado de exactitud, debido a la incertidumbre en lo que respecta a las cargas. También se debe notar que la deflexión depende en grado sumo del momento de inercia —y que E es casi constante en el acero. Por consiguiente, donde se estipule un criterio rígido de deflexión, puede que no sea económico el uso de acero de alta resistencia, puesto que el tamaño de la sección puede quedar determinado por el momento de inercia más bien que por el esfuerzo de flexión.

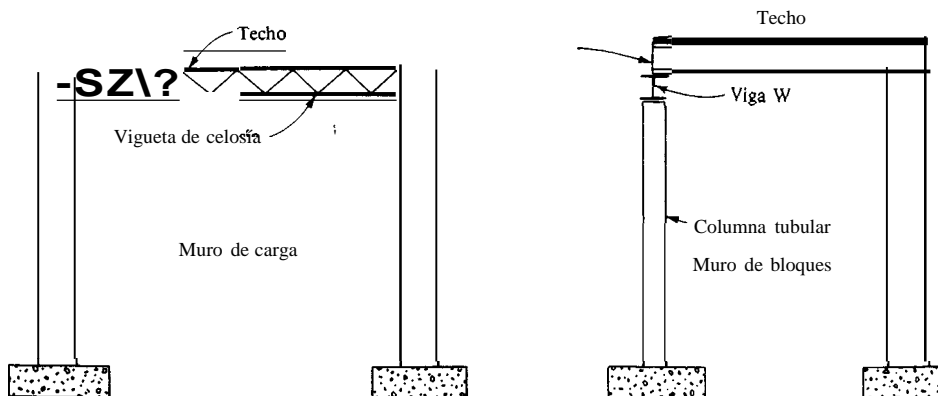


Figura 2-4 Sistemas de muros de carga para edificios de un solo piso.

2-3 ESTRUCTURAS DETERMINADAS

Las estructuras del tipo de muro de carga son muy usadas en almacenes, edificios industriales, talleres, y otras estructuras con bajas relaciones H/W . En una estructura de muro de carga, gran parte de la carga de techo la soportan los muros del perímetro (y a veces los muros interiores). Las viguetas del techo pueden salvar todo el espacio cubierto y descansar sobre los muros exteriores, o apoyarse en el muro exterior y en un sistema interior de viga de techo y columna, como se ilustra en la figura 2-4. En cualesquiera de los casos, las viguetas son vigas simplemente apoyadas. La viga interior de techo puede apoyarse simplemente en las columnas, o constituir un sistema continuo sobre las mismas.

Las conexiones de viga a columna no pueden transmitir momento alguno en los marcos simples. En la práctica, casi todas las conexiones de vigas y columnas pueden, y lo hacen, transmitir tanto cortantes como momentos. Si la conexión fuese flexible, se hará la suposición común de que sólo se transmite el cortante. En el capítulo 8 se tratarán las conexiones con mayor detalle.

2-4 ANALISIS DE ARMADURAS

Las estructuras pueden ser determinadas o indeterminadas, dependiendo de que se suministren más barras de las necesarias para completar exactamente una serie de triángulos. Expresado en forma de ecuación, el número de barras para producir una armadura determinada es

$$n = 2j - R$$

donde j = Número de juntas

n = Número de barras

R = Número de reacciones

Si $n' > n$, la armadura es indeterminada; si $n' < n$ la armadura es inestable.

Las armaduras determinadas se optimizan con facilidad para el peso mínimo ya que las fuerzas en los miembros dependen sólo de la geometría de la armadura. Las armaduras indeterminadas no son tan fáciles de optimizar, puesto que las fuerzas en los miembros dependerán tanto de la geometría como del tamaño de los miembros. Las armaduras indeterminadas se usan comúnmente en donde ocurren inversiones de esfuerzos, donde se encuentran condiciones asimétricas de carga, y cuando se usan miembros extra para reducir la relación L/r de los miembros principales que conducen la carga. Al controlar la relación L/r es posible dictar la geometría de muchas clases de estructuras. En los casos en que la relación L/r controla el diseño, es muy difícil obtener la optimización para el peso mínimo. Sin embargo, el lector debe tener presente que la armadura óptima (o cualquier estructura), será aquella que equilibra el peso, la fabricación, y la seguridad total contra el costo total que pagará el cliente. El peso mínimo por sí solo no satisface los criterios de "optimización".

Las armaduras determinadas se resuelven con facilidad en forma manual usando el método de equilibrio de las juntas, o el alternativo del equilibrio de la porción a la derecha o a la izquierda de un corte en la sección. Tanto las armaduras determinadas como las indeterminadas se resuelven fácilmente con cualquier programa de computadora del gran número de que se dispone actualmente. El programa de computadora que se encuentra en el Apéndice de esta obra puede ser usado lo mismo para resolver armaduras determinadas o indeterminadas. En este programa se utiliza el método matricial de análisis de la rigidez, como se indica más adelante. Se supone que el alumno ha tomado o tomará pronto un curso avanzado de análisis estructural, por lo que sólo se incluye un estudio breve del método de la rigidez que se usa en el programa de computadora que aparece en el Apéndice.

Haciendo referencia a la figura 2-5, la codificación de un elemento típico de la armadura será como se indica, en donde el código $P-X$ se refiere a los efectos nodales en un sistema de armadura en el que solamente las fuerzas P_1 hasta P_4 inclusive son las que aparecen afectando al miembro designado con la letra i . La fuerza interna en el miembro i es F_i . Y existe para esta fuerza un correspondiente desplazamiento axial e_i . Se define la pendiente del miembro como: $\cos \alpha = H/L$; $\sin \alpha = V/L$; y $L = (H^2 + V^2)^{1/2}$. El equilibrio nodal en la notación matricial es

$$P = AF \quad (a)$$

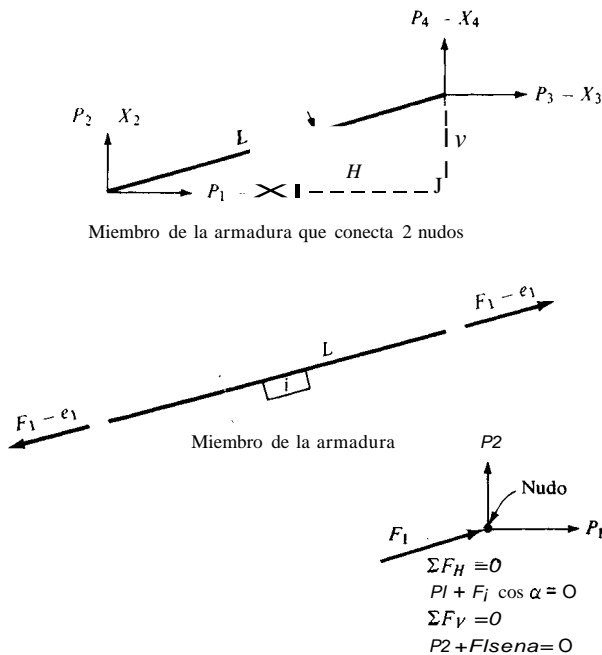


Figura 2-5 Codificación de un elemento típico de una armadura.

Además, las deformaciones del miembro (e) se relacionan con los desplazamientos nodales en la forma siguiente

$$e = \mathbf{A}^T X \quad (b)$$

Las fuerzas en los miembros se pueden escribir como

$$F = Se = SATX \quad (c)$$

Ahora bien, al combinar las ecuaciones (c) y (b), se obtiene

$$P = ASATX \quad (d)$$

La ecuación (d) se puede invertir para obtener

$$X = (\mathbf{A} \mathbf{S} \mathbf{A}^T)^{-1} P \quad (e)$$

La matriz P se basa en las cargas reales aplicadas a la estructura en los puntos nodales. Estos puntos nodales pueden ser juntas de la armadura o puntos a lo largo de una viga o de un marco. La matriz S es una matriz de propiedades de los miembros, y la matriz A es el puente entre las fuerzas nodales y las de los miembros y considera la geometría de la armadura (o del marco). La inversión de la ecuación (d) suministra los desplazamientos nodales, ecuación (e), y se puede entonces usar la ecuación (e) para calcular las fuerzas en los miembros:

$$F = SATX$$

Los elementos generales de la matriz A , para cualquier miembro de una armadura son los cosenos directores:

$$A_i = \begin{bmatrix} -\cos \alpha \\ -\text{sena} \\ \cos \alpha \\ \text{sen } \alpha \end{bmatrix}$$

La matriz S , para cualquier miembro; con área transversal A , longitud L , y E es

$$S_i = \frac{AE}{L}$$

Efectuando la multiplicación de la matriz, se puede obtener el SAT como

$$SA_i^T = \frac{AE}{L} (-\cos \alpha - \text{sena} + \cos \alpha + \text{sen } \alpha)$$

El producto de A x SA^T da la matriz de rigidez del elemento en la forma siguiente:

$$EASA_i^T = \frac{AE}{L}$$

$\begin{array}{c} P \\ \diagdown \\ X \end{array}$	1	2	3	4
1	$\cos^2 \alpha$	$+\text{sen} \alpha \cos \alpha$	$-\cos^2 \alpha$	$-\text{sen} \alpha \cos \alpha$
2	$+\text{sen} \alpha \cos \alpha$	$+\text{sen}^2 \alpha$	$-\text{sen} \alpha \cos \alpha$	$-\text{sen}^2 \alpha$
3	$-\cos^2 \alpha$	$-\text{sen} \alpha \cos \alpha$	$\cos^2 \alpha$	$\text{sen} \alpha \cos \alpha$
4	$-\text{sen} \alpha \cos \alpha$	$-\text{sen}^2 \alpha$	$\text{sen} \alpha \cos \alpha$	$\text{sen}^2 \alpha$

Como se ve, esta matriz es siempre simétrica. Los elementos $P-X$ se sitúan en el lugar correcto al considerar las coordenadas X y P , mostradas en este caso como 1, 2, 3, y 4 en la matriz total (o global) de la armadura, y esto se realiza a su vez para cada miembro de la armadura. Cuando se hayan incluido en la matriz todos los miembros de la armadura, esta matriz se puede invertir para obtener los desplazamientos nodales.

Las fuerzas nodales en las reacciones no originan fuerzas en los miembros o desplazamientos nodales. Para tener esto en cuenta, la codificación de una armadura se hace de tal modo que todas las reacciones se codifiquen hasta el final, usando el valor $NP + 1 = NPPI$, donde NP = número de valores P que se incluyen (dos por junta, siendo horizontal el primero de estos valores) hasta llegar al valor de la reacción. Los otros nudos que se sabe tienen cero desplazamiento o rotación se deben codificar $NPPI$ para reducir el trabajo de cálculo.

El alumno se dará cuenta que las reacciones se pueden calcular insertando un miembro ficticio en cada reacción de rodillo y dos miembros ficticios en una articulación. Usando una longitud unitaria y una área A de una magnitud suficiente, dará $\Delta \rightarrow 0$ y la fuerza axial en el miembro será la reacción. Se puede evaluar el efecto de los asentamientos en los apoyos usando un valor de AE/L y una fuerza axial en el nudo, cuyo efecto sobre los miembros ficticios de:

$$e = \frac{PL}{AE} = \text{asentamiento del apoyo dado}$$

La rotación en un apoyo requiere alimentar manualmente los momentos de empotramiento y los cortantes correspondientes como si fueran elementos de la matriz P , basados en la rotación conocida. Los momentos calculados de los miembros se deben corregir manualmente según se requiera para los momentos finales en el extremo del miembro, de manera que el nudo esté en equilibrio estático.

2-5 ANÁLISIS DE MARCOS RÍGIDOS

El análisis de un marco rígido es similar al de una armadura. Se tiene, como diferencias esenciales, que cada nudo tiene tres grados de libertad y el miembro tiene un momento en cada extremo así como una fuerza axial.

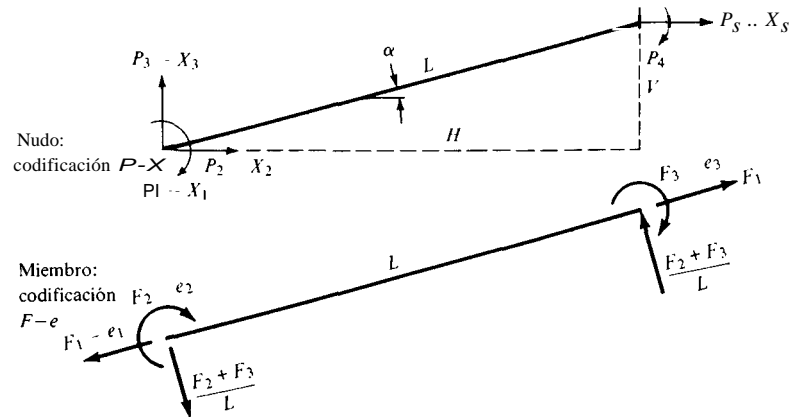


Figura 2-6 Elemento de un marco rígido para generar las matrices A , S , YEASAT de un elemento general.

El elemento resultante $ASAT$ tiene una dimensión 6×6 en lugar de la 4×4 obtenida con el elemento de la armadura. Refiriéndose a la figura 2-6, las matrices A y S para un miembro típico en un marco rígido son las siguientes:

$$A =$$

$P \backslash F$	1	2	3
1	0	1	0
2	$-\cos \alpha$	$\frac{\sin \alpha}{L}$	$\frac{\sin \alpha}{L}$
3	$-\sin \alpha$	$-\frac{\cos \alpha}{L}$	$-\frac{\cos \alpha}{L}$
4	0	0	1
5	$\cos \alpha$	$-\frac{\sin \alpha}{L}$	$-\frac{\sin \alpha}{L}$
6	$\sin \alpha$	$\frac{\cos \alpha}{L}$	$\frac{\cos \alpha}{L}$

$$S =$$

$F \backslash e$	1	2	3
1	EA/L	0	0
2	0	$4EI/L$	$2EI/L$
3	0	$2EI/L$	$4EI/L$

La computadora genera las matrices de los elementos intermedios de $SA \tau$ y $EASA \tau$. La matriz total o global se construye por superposición a partir del elemento $EA SA \tau$. La codificación $P-X$ sitúa los elementos $ASA \tau$ en la matriz global.

En la figura 2-7 se muestra la codificación de juntas que contienen discontinuidades o simultáneamente miembros de armaduras y de marcos rígidos.

2-6 ANÁLISIS DE PUENTES

El análisis de los puentes es similar al de las armaduras o vigas de edificios, excepto que la carga viva es un valor móvil. Con una carga móvil es necesario emplear líneas de influencia o desarrollar, alternativamente, la matriz de carga con esta última colocada en numerosos puntos a lo largo de la luz. Es igualmente conveniente, con las computadoras digitales, desarrollar la matriz de carga para varias posi-

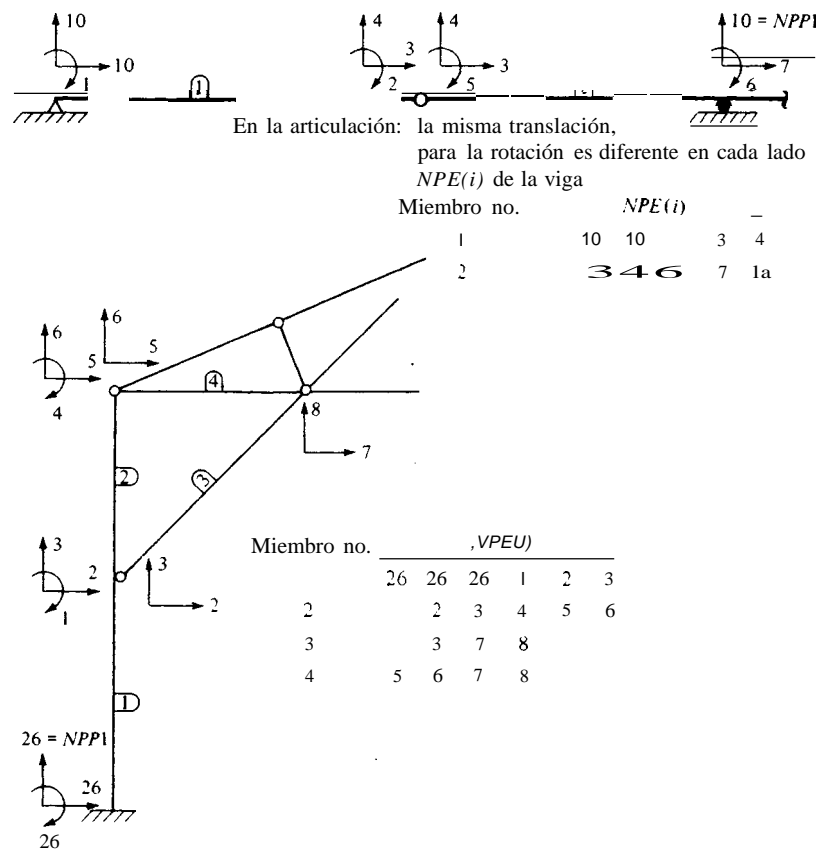


Figura 2-7 Codificación de estructuras con discontinuidades o que contienen simultáneamente vigas y miembros de armaduras.

ciones de los vehículos y obtener directamente las fuerzas en los miembros. Se diseña entonces el miembro para la fuerza crítica del miembro, obtenida por inspección de la matriz de fuerzas en la salida de la computadora. Sin embargo, se debe tener muy en cuenta que la carga de impacto, así como la carga muerta se ha de usar como parte del diseño. Queda a juicio del diseñador el decidir si el impacto y/o la carga muerta se incorporan directamente a la matriz de cargas vivas para producir de manera directa las fuerzas de diseño en la matriz de salida, o si se combinan manualmente los diversos efectos. Obsérvese también de que el factor de impacto puede depender del miembro que esté en proceso de diseño.

2-7 EL PROGRAMA DE COMPUTADORA QUE SE PRESENTA EN EL APENDICE

El programa de computadora que aparece en el Apéndice se puede utilizar para el análisis de cualquier marco rígido, o armadura o combinación de armadura y marco rígido bidimensionales. Se puede usar para estructuras de vigas y columnas y es particularmente eficaz para vigas continuas. Es necesario dibujar la estructura a escala aproximada y codificarla de manera apropiada (teniendo en cuenta al codificar el tipo de elemento estructural de que se trate) a fin de determinar el número de entradas $P-X(NP)$ y las que definen las reacciones ($NP + I = NPPI$), donde los valores de X (o desplazamientos) son cero. En esta etapa también se determina el número de miembros (NM). Las distancias horizontales y verticales de un extremo al otro de cada miembro se obtienen de la geometría del edificio. El programa calcula la longitud real del miembro, usando como datos de entrada los valores H y V , obtenidos de esta etapa.

Si se dan como entrada los valores correctos del área de la sección del miembro, A , y el momento de inercia, I , los desplazamientos (matriz X) resultan ser valores reales. Si se usan valores relativos (o incorrectos), los desplazamientos no serán valores verdaderos (en muchos casos hasta las fuerzas de los miembros pueden ser incorrectas). Las fuerzas de los miembros de una armadura isostática se pueden obtener usando cualquier área (útese una $\text{área} = 1.0$ para que el programa no vaya a dividir por cero), pero ahora también, los desplazamientos sólo serán correctos si se usó el área correcta del miembro. El momento de inercia no se usa en los cálculos de armaduras articuladas, determinadas o indeterminadas. Las fuerzas de los miembros en las armaduras indeterminadas dependen de las áreas de sección de los miembros. Las fuerzas de los miembros en marcos rígidos dependen, tanto del área de la sección como del momento de inercia; por consiguiente, siempre será este un problema iterativo, ya que habrá que usar valores iniciales estimados, obtener un resultado, revisar la estimación inicial si fuera necesario, y efectuar los ajustes que se requieran.

Si se desea obtener las deflexiones de las vigas de piso (o las deflexiones a lo largo de un puente de carretera), sólo es necesario añadir nudos en esos lugares, como se indica en la figura 2-8. Aunque el añadir nudos aumenta el tamaño de la matriz que se ha de invertir, en la rutina usada en este programa de computadora

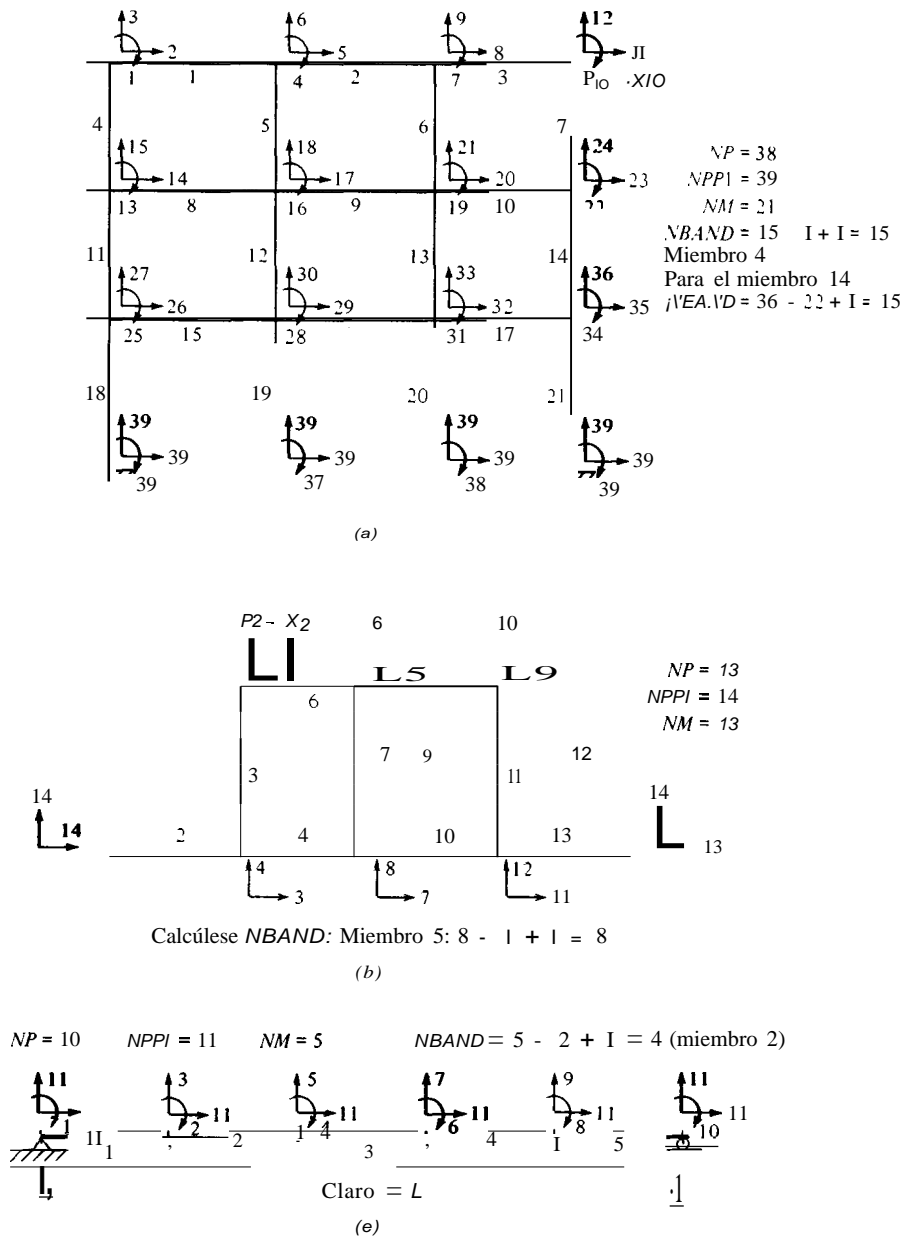


Figura2-8 Codificación de diversas estructuras. (a) Codificación de un marco rígido con bases de columnas tanto articuladas como fijas. (b) Codificación de una armadura. (c) Codificación de una viga a través de un solo claro. Nótese que es convencional despreciar los cambios en la longitud de la viga, por tanto estos valores $P-X$ se convierten en $NPP1$. Esta codificación proveerá momentos flectores en cada nudo, así como la pendiente y deflexión vertical de la viga. Se puede usar esta configuración para las cuerdas inferiores de las armaduras de piso de puente o las vigas de puente con los nudos situados en el lugar donde las vigas transversales de piso se conectan con la cuerda o con la trabe.

(un método de reducción de banda), se usa solamente una parte de la matriz global, de modo que problemas de muy grandes dimensiones se pueden resolver con gran eficiencia. Para aprovechar hasta el máximo este método de reducción, la codificación debe ser la apropiada para que la diferencia entre el valor P_i en el extremo más cercano y P_4 (para armaduras) ó P_6 en el extremo más lejano sea la más pequeña posible, ya que esta diferencia $[NBAND = NPE (4 \text{ ó } 6) - NPE (1) + 1]$ establece el tamaño de la matriz que se ha de reducir. Nótese que NBAND es sólo 4 en la codificación de la viga ilustrada en la figura 2-8. Esto significa que es posible usar un gran número de segmentos de viga, o alternativamente, un puente continuo con cinco o seis claros y 15 a 20 nudos/luz se puede resolver fácilmente usando una cantidad muy pequeña del núcleo de la computadora, puesto que el valor de STIFF (1) es $NBAND \times NP = 4 \times NP$; con $NP = 100$ hay sólo 400 entradas STIFF (1) versus $100 \times 100 = 10\,000$ entradas para la inversión de una matriz estándar. El tiempo de resolución se reduce a aproximadamente 1/10 del de la matriz 100×100 .

2.8 LA MATRIZ P

La matriz P se desarrolla a partir de las cargas de la estructura, considerando cada elemento finito ya sea como elemento de la armadura que sólo tiene fuerzas en los nudos (sin flexión) o como un elemento de viga basado en la estática y de las fuerzas externas aplicadas al miembro, como son las cargas de viento, del techo y de las ruedas. Se debe observar que las cargas de las ruedas entre los paneles de la armadura se prorratan a los nudos adyacentes usando un sencillo análisis de la viga, como si este miembro de la armadura fuese una viga con las reacciones en los nudos.

Los elementos finitos que componen una viga se consideran como una serie de vigas con extremos fijos; de este modo, las entradas de la matriz P incluirán la suma de los momentos de extremos fijo (MEF) de los diversos elementos de las vigas que se encuentran en una junta, además de los esfuerzos cortantes, como se muestra en la figura 2-2.

En los análisis, tanto de vigas como de armaduras, las fuerzas en los nudos (iguales y opuestas a las que actúan sobre los elementos conectados) se convierten en componentes paralelas a las traslaciones P_i'

Cuando se analicen vigas y vigas-columnas (fuerza axial y flexión), es conveniente hacer que el programa de la computadora calcule los MEF y los cortantes de los varios elementos de la viga usando la carga de la viga, y efectuar el proceso de suma según se vaya encontrando la contribución que cada elemento hace a un nudo, y a continuación construir la matriz P . El programa debe aceptar también la lectura de entradas adicionales de la matriz P , las que se pueden usar y/o añadir a los valores que ya están dentro de la matriz P . El programa de computadora del Apéndice permite utilizar este procedimiento.

El alumno debe tener en cuenta, al usar el programa de la computadora para desarrollar las entradas de la matriz P , que *todas* las cargas muertas y vivas se

aplican a lo largo de la longitud del elemento viga en la dirección de la gravedad usando un signo (+). Esto permite al programa calcular correctamente las entradas (y signos) de la matriz P para vigas inclinadas.

Las cargas de viento para las vigas inclinadas, horizontales y verticales, se aplican siempre a lo largo y normales al eje del miembro. Si la pendiente es $0 \leq \theta \leq 30^\circ$, el signo por lo general será (-) debido al efecto aerodinámico (succión). Esto permite al programa desarrollar la matriz P para la NLC del viento. Como las cargas de viento y gravedad a lo largo de un miembro no se pueden combinar debido a la existencia de una componente horizontal del viento en un miembro inclinado, conviene almacenar el análisis de $D + L$ (o D solamente) y tratar el caso del viento totalmente por separado, para luego combinar el viento con el análisis de $D + L$ para obtener el caso de diseño para $D + L + W$. Las especificaciones permiten aumentar el esfuerzo permisible del acero en un tercio, para cualquiera condición de esfuerzo, incluyendo el viento (siempre que el miembro resultante no sea menor que el adecuado para el caso de $D + L$ separadamente). Este aumento del esfuerzo equivale a reducir las fuerzas del miembro, incluyendo el viento en un 25 por ciento (fuerzas axiales y momentos). El programa de la computadora también lo puede hacer, de modo que el diseñador obtiene meramente la fuerza axial máxima y/o el momento a partir de cualesquiera de las NLC de diseño de dicho elemento. Para aprovechar la capacidad del programa para efectuar esta operación, es necesario poner la NLC del viento (usando la NLW) después de la NLC de la carga $D + L$. Este procedimiento se ilustra en los varios ejemplos que muestran los resultados de la computadora. El lector debe inspeccionar en particular la entrada y salida del Ejemplo 2-7, que usa la presión del viento sobre un elemento inclinado de viga.

La codificación de NP y notando que $NP + 1 = NPPI$ para especificar cero desplazamientos (incluidos pero no limitados) para las reacciones excluye de la consideración a esas entradas de la matriz global. Esas entradas de la matriz P desarrolladas por la computadora para P (NPPI) no se usan en el análisis. El estudiante debe observar que estos valores se incorporan directamente a la reacción y, por consiguiente, no producen fuerzas internas en los miembros (véase la verificación de la salida de figura E2-4d).

Una de las primeras decisiones que debe tomar el diseñador estructural es determinar si la superestructura (las columnas en particular) será articulada (lo que permite la rotación) o rígidamente fija a la cimentación (no permite rotación) y determinar si el miembro de dicha cimentación puede restringir la rotación. No hay reglas fijas que permitan tomar esta decisión de diseño -cada estructura se considera según sus propias características. Si la estructura es articulada, el método de conexión del miembro es por lo general diferente de cuando se trata de una estructura rígida, lo que hace que se requiera suficiente diseño y análisis para desarrollar el momento calculado. Podría parecer razonable y apropiado, en el caso de los edificios de oficina de los ejemplos 2-3 y 2-4, utilizar una conexión articulada al muro del sótano (es posible que este muro esté reforzado con pilastras en dichos lugares). La utilización de conexiones articuladas en las columnas del sótano se puede dejar al criterio del diseñador, ya que la restricción de la rotación se

puede obtener más fácilmente en esos lugares aplicando la geometría indicada para las cimentaciones.

Ejemplo 2-1. Muéstrense las entradas de la matriz P para las 2 NLC (carga móvil) para la armadura mostrada parcialmente en la figura E2-1a.

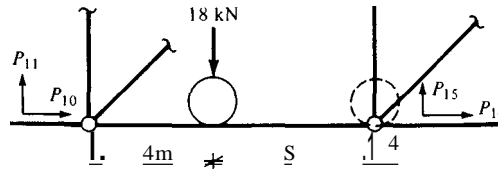


Figura E2-1a

SOLUCION Considérese la viga fija que se muestra en la figura E2-1b: Para el nudo 4:

Nótese que R es opuesta en dirección a PIS' que se ha definido como (+). Por consiguiente, la matriz P (y también para las otras condiciones de carga) será:

	NLC	
P	2	
10	0	0
11	-10	0
14	0	0
15	-8	-18

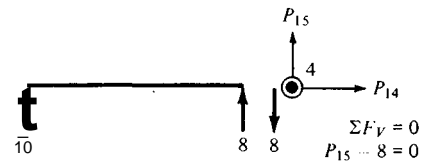


Figura E2-1b

///

Ejemplo 2-2. Muéstrense las entradas de la matriz P para el marco de dos miembros de la figura E2-2a.

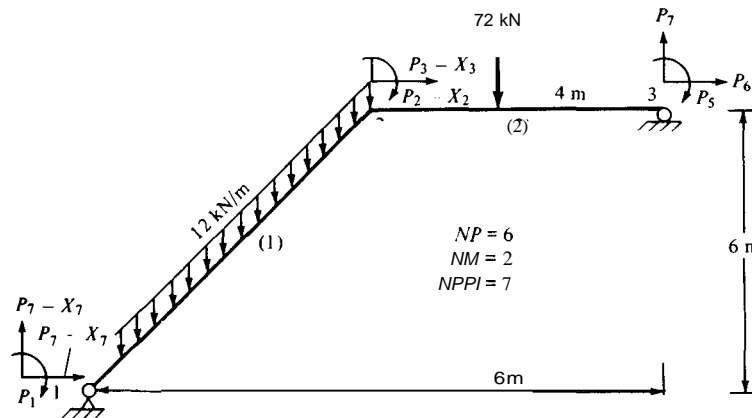


Figura E2-2a

SüLUCIÜN Es necesario deducir las ecuaciones necesarias para los MEF de los miembros inclinados. Refiérase, para esta deducción, a la figura E2-2b y obsérvese que las cargas normales al miembro producen MEF. Volviendo ahora al problema inicial, para $\theta = 45^\circ$ en el miembro inclinado:

$$FEM = \frac{12(0.70711)}{12} \left(\frac{6}{0.70711} \right)^2 = 5091 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$R_L = R_R = (12) \frac{6}{0.70711} (0.5) = 50.91 \text{ kN}$$

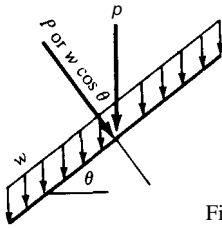


Figura E2-2b

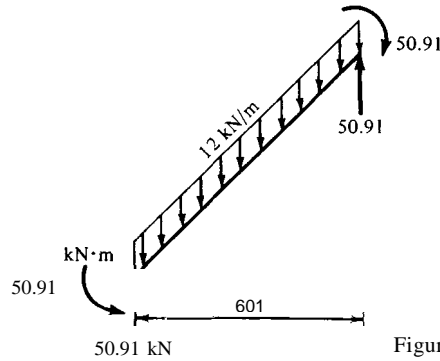


Figura E2-2c

Para el miembro horizontal:

$$R'_L = \frac{4(72)}{6} = 48.0 \text{ kN} \quad R'_R = \frac{2(72)}{6} = 24.0 \text{ kN}$$

$$FEM'_L = \frac{Pab^2}{L^2} = \frac{72(2)(4)^2}{6^2} = 64 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

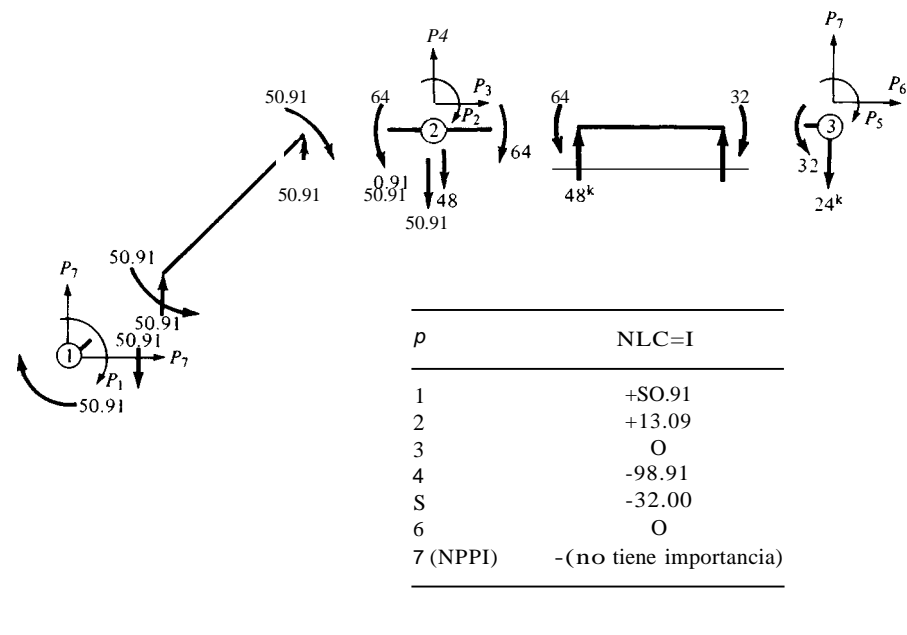
$$FEM'_R = \frac{Pba^2}{L^2} = \frac{72(4)(2)^2}{6^2} = 32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Considérese ahora el dibujo siguiente para los nudos 1, 2, Y 3:

$$P_3 = 0$$

$$P_2 = 64 - 50.91 = 13.09 \text{ (nótese +)}$$

$$P_4 = - (50.91 + 48.0) = -98.91 \text{ kN}$$



2-9 CONDICIONES DE CARGA

En la mayoría de los análisis estructurales se encontrarán diversas combinaciones de cargas que deben investigarse para hallar aquella combinación que produzca las mayores fuerzas internas en los miembros. A cada combinación de cargas, muertas o de otro tipo, se le llama *condición de carga* (NLC en el programa de computadora). Las condiciones de carga producen las cargas en los nudos que forman la matriz P en la ecuación

$$X = (ASA^T)^{-1}\{P\}$$

Las diversas condiciones de carga para un marco rígido o una armadura en un edificio industrial podrían incluir:

Combinación de cargas	NLC
Muerta + viva	1
Muerta + viva en crujeas alternas	2
Muerta + viva + nieve	3
Muerta + viva + $\frac{1}{2}$ nieve	4
Muerta + viva + nieve en un lado + viento S	
Muerta + viva + viento	6

Las varias condiciones de carga para un puente incluirían

Carga muerta
 Carga muerta + carga viva, incluyendo impacto
 Carga muerta + carga viva + carga de viento

La carga viva constituye en realidad un problema de líneas de influencia, debido a que los esfuerzos en los diversos elementos del puente dependen de la posición de la carga. Un método muy práctico consiste en construir una matriz P para carga viva, poniendo en posición a lo largo del claro del puente las cargas H o HS de camiones o las Cooper de ferrocarriles, a intervalos de aproximadamente 2 ó 5 pies. Se puede usar para esto un programa de computadora, con la salida en tarjetas perforadas de un formato apropiado para usarlas en el programa de computadora de la sección anterior.

El impacto y la combinación de cargas muertas y cargas vivas se puede automatizar por medio de una programación por computadora; sin embargo, puede que el impacto no sea constante para todos los elementos de un puente, y como el impacto se aplica sólo a las cargas vivas, el diseñador deberá usar su criterio para determinar la manera más eficaz de combinar las cargas muertas y vivas además de los efectos de impacto para obtener la fuerza de diseño para el elemento dado del puente. Esta es una consideración que justifica un análisis inicial muy cuidadoso, ya que puede haber de 40 a 60 condiciones en puentes de gran longitud debido a la carga viva, y será preciso escrutar la salida de la computadora a fin de obtener la fuerza máxima en cualquier elemento entre todas las condiciones de carga.

En el Apéndice se incluyen programas de computadora para desarrollar la matriz por medio de tarjetas perforadas, para efectuar el análisis de una armadura de puente, carretera o de ferrocarril.

2-10 REVISION DE LA SALIDA DE LA COMPUTADORA

Es esencial verificar la exactitud de la salida de la computadora.

En esta verificación hay dos etapas básicas:

1. Se revisan siempre los datos de entrada de los miembros y cargas, por errores en el punto decimal. Si se comete un error al perforar la codificación $P-X$, el programa podrá o no operar, dependiendo de que NP sea tan grande que sobrepase la $DIMENSION$ de la matriz de rigidez o de que el efecto de superposición contribuya a la colocación incorrecta de la matriz global. Nótese que es posible efectuar un análisis correcto con datos incorrectos de un miembro, como A o l . Se puede efectuar un análisis "correcto" con datos incorrectos de la longitud de un miembro. Este tipo de análisis correcto por lo general satisfará las verificaciones estáticas.
2. Se efectúa siempre una verificación estática en puntos determinados y/o ΣF_h y $\Sigma F_v = 0$ para toda la estructura. Por lo general, si se verifica un nudo cer-

ca del comienzo y otro cerca del final de la secuencia de codificación y ambos satisfacen las condiciones estáticas, se habrá resuelto correctamente el problema para *esos datos de entrada*.

Se pueden verificar los problemas de diversas maneras, como se ilustra en los ejemplos que presentan la salida de las computadoras. En general, se debe revisar primero una esquina, donde los momentos extremos de los dos miembros concurrentes deben ser iguales y opuestos (dentro del error de aproximación de la computadora), ya que dicha revisión se puede efectuar con un mínimo de esfuerzos de cálculo – a menudo por inspección. Las fuerzas acumuladas por encima de un piso resultan a menudo convenientes, ya que se suministran directamente las fuerzas axiales sobre las columnas. A veces se puede aprovechar la simetría de la estructura y de las cargas, como sucede en los ejemplos de edificios de oficinas que aparecen a continuación (sin carga de viento). A veces se puede usar provechosamente la matriz X , como se ilustra en la revisión de las columnas del edificio de oficinas.

La revisión de las armaduras es similar a la de los marcos rígidos. Siempre se debe aprovechar la geometría de la armadura, al verificar los miembros en los que se sabe que la fuerza interna es cero. Si la salida de la computadora no resulta igual a cero y la matriz de carga es correcta, seguramente que algo andará mal con los datos de entrada, como la perforación equivocada de un NP, o una falta de concordancia entre H y V (ya sea en la longitud o en los signos). Efectúense verificaciones de estática cerca de cada uno de los extremos de la armadura donde se conecta un mínimo de barras. Si estas juntas no satisfacen el equilibrio estático tampoco lo harán las juntas más complicadas y es necesario reprogramar el problema.

2-11 EJEMPLOS DE DISEÑO

Los varios ejemplos de diseño que aparecen a continuación ilustrarán aún más la codificación de los marcos y la entrada y la salida de la computadora para el programa de análisis por computadora que aparece en el Apéndice. Los resultados de la computadora obtenidos para esos ejemplos se usarán en muchos de los ejemplos de diseño de los capítulos subsiguientes, para ilustrar los problemas en el diseño estructural de acero de manera algo parecida a la que tendría lugar en el diseño actual. A fin de ahorrar espacio en el texto y mantener el interés del lector, los ejemplos están considerablemente condensados, comparados con los problemas reales de diseño.

Ejemplo 2-3. En la figura E2-3a se muestra la planta y elevación de un pequeño edificio de tres plantas para uso de oficinas. Se usarán contravientos en la dirección E-W (en las crujías y en los lugares marcados cv) junto con un simple esquema estructural. Se usará un marco rígido en la dirección N-S (con los consiguientes momentos en los extremos). El acabado exterior de ladrillos estará soportado por vigas de dintel que conducirán la carga a las

columnas exteriores y a cada piso. El tipo de estructuración permite un corredor entre las columnas interiores con espacio libre para las áreas de oficina. El espacio rentable será en bloques: a, b, e, etc. Este espacio contendrá muebles diversos de oficina, cancelas, etc., basados en las necesidades y deseos del que renta. Las condiciones de entrada y salida para los tres pi-

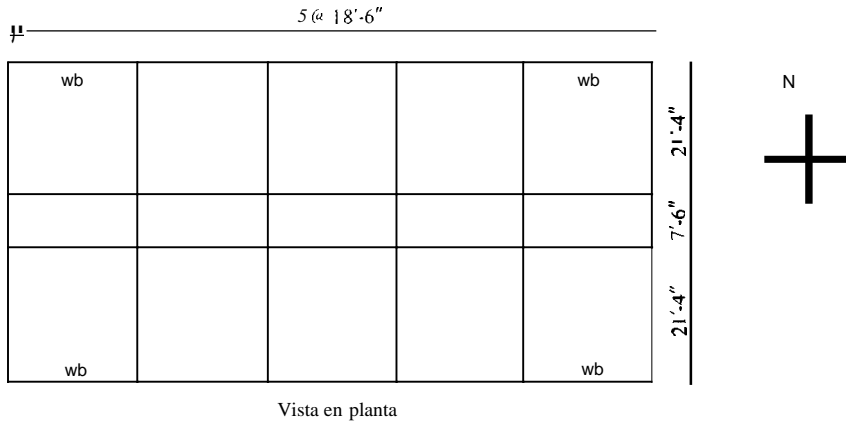
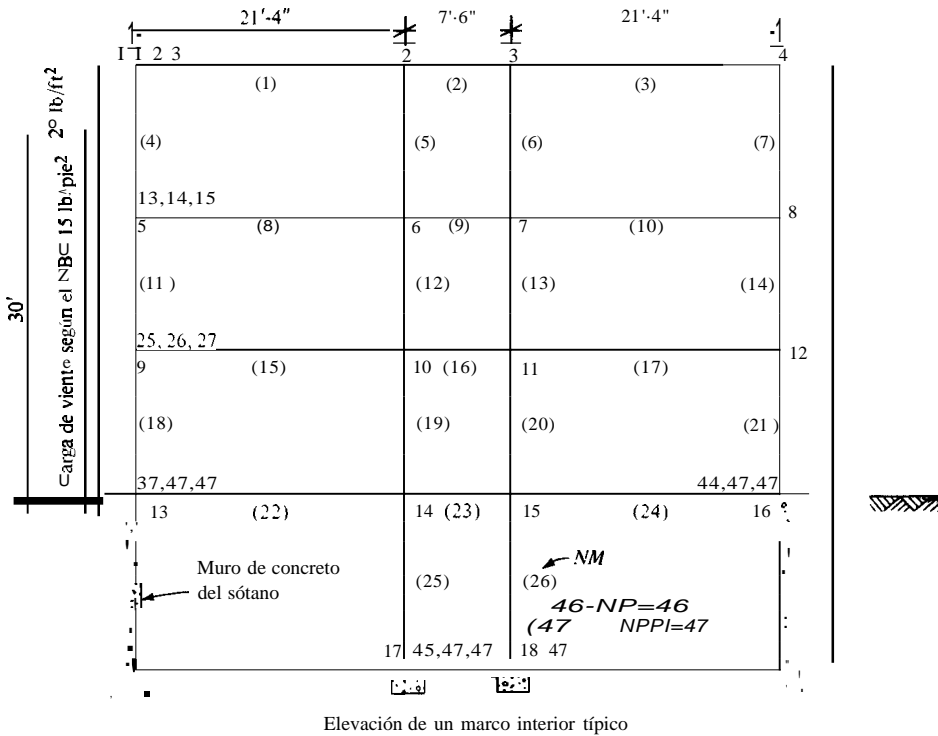


Figura E2-30

Los consistirán en una escalera en cada extremo además de un elevador de servicio para equipos pesados que estará situado en el lado oeste del edificio. Para el aire acondicionado y la calefacción se utilizará una bomba situada en un cobertizo auxiliar que no se muestra en la figura. El sótano contendrá el resto del equipo ambiental y proporcionará espacio extra para almacenaje. Se usará el NBC para el diseño general.

Se usará un techo plano, que podrá utilizarse para que los empleados hagan ejercicio durante el día. Considerando esta actividad adicional se diseñará el techo para una carga viva de 80 lb/pie^2 (en contraste con las 20 a 30 lb/pie^2 que se acostumbra para carga viva y/o nieve). El lector debe tener en cuenta que los códigos de construcción y las especificaciones de materiales estipulan requerimientos *mínimos*, de modo que el diseñador puede siempre usar valores mayores.

SOLUCION La codificación general de la computadora se muestra parcialmente en la figura E2-3a y también en la figura E2-3d (hoja de salida de la computadora). Esta codificación da la siguiente información sobre los datos de control del programa de la computadora:

$$\text{NM} = (26 \text{ miembros}) \quad \text{NP} = 46 \quad \text{NBAND} = 11$$

El paso siguiente es obtener las cargas de vigas y columnas para este marco interior típico (refiérase a la figura E2-3b en que se muestran las cargas después de efectuados los cálculos).

Techo:

Carga muerta: se estiman 5 pulg de concreto sobre un tablero metálico soportado por viguetas de celosía de acero.

$$\begin{array}{rcl} \text{Concreto: } (5/12) \text{ 144} & & 60 \text{ lb/pie}^2 \\ \text{Tablero metálico y viguetas (estimado)} & = & 5 \text{ lb/pie}^2 \\ \text{Plafón, conductos, electricidad, etc.} & & \underline{5 \text{ lb/pie}^2} \\ \text{Total} & = & 70 \text{ lb/pie}^2 \end{array}$$

Carga viva: revísese la reducción en los espacios de 21.3×18.5 . Normalmente, la carga viva del techo no se reduce; sin embargo no se está usando una carga viva normal en el techo.

$$R = 21.3(18.5)(0.08) = 31.5 \text{ por ciento}$$

$$\text{o} \quad R = \frac{D + L}{4.33L} (100) = \frac{70 + 80}{4.33 \cdot 18.5} (100) = 43.3 \text{ por ciento}$$

Nótese que el valor $L = 18.5$ se tomó de la tabla IV-4. Se usará una reducción del 30 por ciento.

$$\text{Carga viva} = 80(1.00 - 0.30) = 56 \text{ lb/pie}^2$$

En un claro de 7.5 pies, $R = 7.5(18.5) = 138.8 \text{ pie}^2 > 150$ (no hay reducción).

Las cargas equivalentes de viga para el techo son:

$$\begin{aligned}\text{Carga muerta} &= 0.070(18.5) = 1.295 \text{ kips/pie} \\ \text{Carga viva en el claro de 18.5 pies} &= 0.056(18.5) = 1.036 \text{ kips/pie} \\ \text{Carga viva en el claro de 7.5 pies} &= 0.080(18.5) = 1.48 \text{ kips/pie}\end{aligned}$$

Otros pisos:

$$\begin{aligned}\text{Estímese la carga muerta con el aumento por el terminado} \\ \text{del piso y el acabado del plafón} &= 80 \text{ lb/pie}^2 \\ \text{Corredores (tabla IV y uso conservativo)} &= 100 \text{ lb/pie}^2 \\ \text{Espacio de oficina} &= 80 \text{ lb/pie}^2\end{aligned}$$

El espacio de oficina tendrá un 30 por ciento de reducción en la carga viva pero no habrá reducción de carga viva en el corredor. Esto da las siguientes cargas de viga:

$$\begin{aligned}\text{Carga muerta} &= 0.080 (18.5) &= 1.48 \text{ kips/pie} \\ \text{Carga viva en la oficina} &= 0.080(0.70)(18.5) &= 1.036 \text{ kips/pie} \\ \text{Carga viva en el corredor} &= 0.10 (18.5) &= 1.85 \text{ kips/pie}\end{aligned}$$

Estas cargas se muestran en la figura *E2-3b*.

El muro de ladrillos para el acabado exterior contribuirá con cargas de columnas para los dos pisos superiores, como se indica en la figura. Los valores obtenidos son:

Obtégase el peso de un forro de ladrillos de 4 pulg (tabla IV-3) = $80/2 = 40 \text{ lb/pie}$ - más el acabado interior del muro, accesorios, etc., de 5 lb/pie ", que da un total de 45 lb/pie '.

$$\text{Carga de columna} = 12(18.5)(0.045) = 9.99 \text{ kips}$$

Los muros longitudinales que definen el corredor y la viga longitudinal contribuyen cargas a las columnas interiores:

$$\begin{aligned}\text{Muro de azulejos, de 8 pulg} &= 35 \text{ lb/pie-} \\ \text{Viga de 50 lb/pie (estimada)} &= 50 \text{ lb/pie lineal} \\ \text{Cortante en la columna} &= 12 (18.5) (0.035) + 18.5 (0.050) = 8.695 \\ \text{kips} \\ \text{Para el techo} &= 0.050 (18.5) = 0.925 \text{ kips (columnas interiores)}.\end{aligned}$$

Se desprecia cualquier peso de la viga que contribuya cortante a la línea de techo de las columnas exteriores, puesto que los valores son demasiado pequeños para que sean confiables o que afecten el diseño.

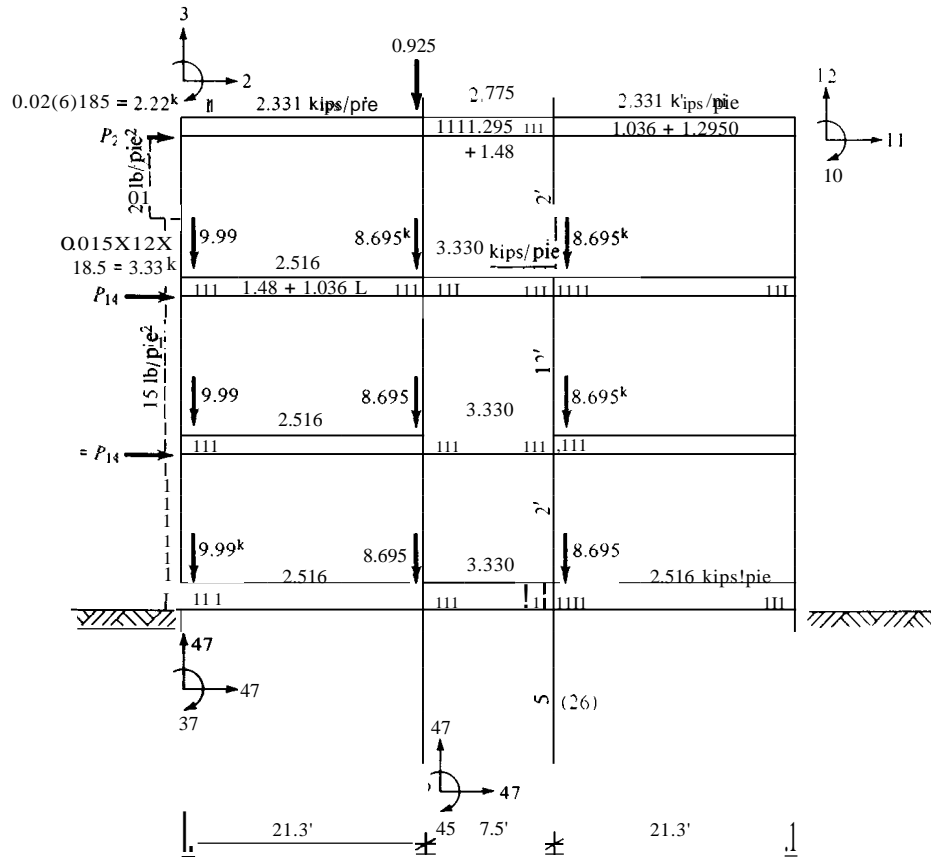


Figura E2-3b Carga general sobre el marco.

Ahora se harán algunas estimaciones preliminares de las dimensiones de los miembros, con las siguientes consideraciones prácticas:

1. Se usarán columnas continuas (sin empalmes) en los 36 pies de altura total. (Se podrían empalmar las columnas interiores a nivel del primer piso).
2. Usense vigas de peralte constante a través del marco.

Paralas vigas

Si la viga de techo está simplemente apoyada, el momento es $M = wL^2/8$, y si está empotrada, el momento es $M = wL^2/12$. El valor real es un valor intermedio, y tomando promedio:

$$M_s = \frac{(1.036 + 1.48)(21.3)^2}{8} = 1427' \text{ kips}$$

$$M_f = (142.7) \frac{1^2}{8} = 95.1 \text{ pie} \cdot \text{kips}$$

$$M_{av} = 118.9, \text{ o sea } 120 \text{ pie} \cdot \text{kips}$$

El módulo de sección requerido, basado en un esfuerzo permisible de flexión de 24 k/pulg- (capítulo 7), es

$$S_x = \frac{120(12)}{24} = 60 \text{ in}^3$$

Usese W16 x 40:

$$S_x = 64.7 \quad A = 11.80 \text{ pulg}^2 \quad L_x = 518.0 \text{ pulg}^2$$

Para las columnas:

Estímese un coeficiente de longitud $K = 1.2 \rightarrow KL = 12 \times 1.2 = 14.4$ pies. Estímese $F_a = 16 \text{ k/pulg}^2$ (algo menor que 22 k/pulg-),

$$P_{\text{aprox}} = 0.925 + (8.695)(3) + 12.5(3) + (2.775) \frac{7.5}{2} + (2.331) \frac{21.3}{2} \\ + 26.79(3) = 180.1 \text{ kips}$$

En este cálculo se acumulan los cortantes de las vigas procedentes de las contribuciones longitudinales + más las cargas uniformes de las vigas desde el techo hasta el primer piso de una columna interior.

$$A_{co} = \frac{P}{F_a} = \frac{180.1}{16} = 11.26 \text{ pulg}^2$$

Usese W8 x 40:

$$A = 11.70 \text{ pulg}^2 \quad I_x = 146 \text{ pulg}^4$$

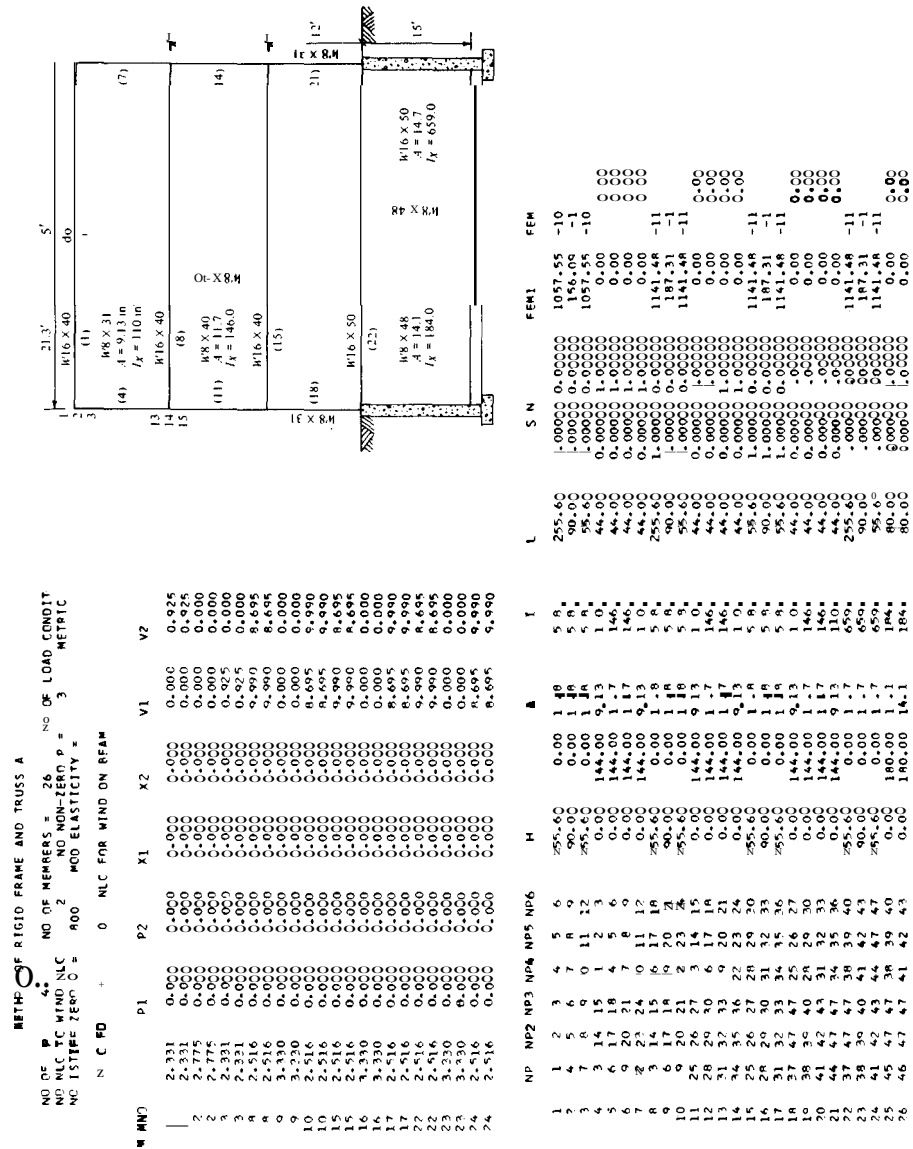
Inspecciónese al azar para ver si está bien: $KL/r_x = 14.4(12)/3.53 = 49$. El esfuerzo permisible en las columnas = 18.5 k/pulg-; tomado de la tabla 11-5.

Se probará este valor para la primera repetición del diseño, ya que habrá en las columnas momentos extremos de valor desconocido que aumentarán P de manera efectiva. Se usará una sección menor para las columnas exteriores. Sea W8 x 31:

$$A = 9.13 \text{ pulg}^2 \quad I_x = 110 \text{ pulg}^4$$

Para las dos columnas del sótano, se usará W8 x 48:

$$A = 14.10 \text{ pulg}^2 \quad I_x = 184.0 \text{ pulg}^4$$



NO STIFF(1) ENTRIES = 690

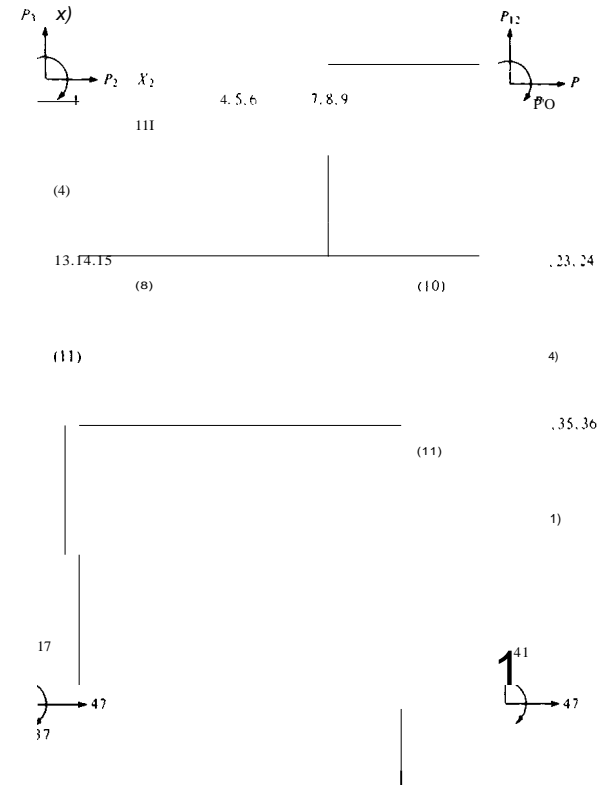
BAND WIDTH = 15

THE P-MATRIX, K AND K-IN

NP = 1	1057.55	1057.55
NP = 2	0.00	2.22
NP = 3	-24.83	-24.83
NP = 4	-901.46	-901.46
NP = 5	0.00	0.00
NP = 6	-36.16	-36.16
NP = 7	901.46	901.46
NP = 8	0.00	0.00
NP = 9	-36.16	-36.16
NP = 10	-1057.55	-1057.55
NP = 11	0.00	0.00
NP = 12	-24.83	-24.83
NP = 13	1141.48	1141.48
NP = 14	0.00	3.33
NP = 15	-36.79	-36.79
NP = 16	-954.17	-954.17
NP = 17	0.00	0.00
NP = 18	-47.98	-47.98
NP = 19	954.17	954.17
NP = 20	0.00	0.00
NP = 21	-47.98	-47.98
NP = 22	-1141.48	-1141.48
NP = 23	0.00	0.00
NP = 24	-36.79	-36.79
NP = 25	1141.48	1141.48
NP = 26	0.00	3.33
NP = 27	-36.79	-36.79
NP = 28	-954.17	-954.17
NP = 29	0.00	0.00
NP = 30	-47.98	-47.98
NP = 31	954.17	954.17
NP = 32	0.00	0.00
NP = 33	-47.98	-47.98
NP = 34	-1141.48	-1141.48
NP = 35	0.00	0.00
NP = 36	-36.79	-36.79
NP = 37	1141.48	1141.48
NP = 38	-954.17	-954.17
NP = 39	0.00	0.00
NP = 40	-47.98	-47.98
NP = 41	954.17	954.17
NP = 42	0.00	0.00
NP = 43	-47.98	-47.98
NP = 44	-1141.48	-1141.48
NP = 45	0.00	0.00
NP = 46	0.00	0.00

THE X-MATRIX, IN OP RADIAN

NX = 1	0.00394	0.00402
NX = 2	0.00487	0.40556
NX = 3	-0.09541	-0.09344
NX = 4	-0.0016"	-0.00157
NX = 5	0.00033	0.39968
NX = 6	-0.19343	-0.18873
NX = 7	0.0016"	0.00160
NX = 8	-0.00033	0.39872
NX = 9	-0.19343	-0.1"8H
NX = 10	-0.00394	-0.00386
NX = 11	-0.00487	0.39386
NX = 12	-0.09541	-0.09738
NX = 13	0.00272	0.00303
NX = 14	-0.00081	0.33816
NX = 15	-0.0A302	-0.0A122
NX = 16	-0.00121	-0.00101
NX = 17	-0.00006	0.33683
NX = 18	-0.17721	-0.17249
NX = 19	0.00121	0.00140
NX = 20	0.00006	0.33652
NX = 21	-0.17721	-0.18194
NX = 22	-0.00272	-0.00240
NX = 23	0.000A2	0.33687
NX = 24	-0.08302	-0.08483
NX = 25	0.00275	0.00335
NX = 26	0.00061	0.19844
NX = 27	-0.05121	-0.04997
NX = 28	-0.00125	-0.00097
NX = 29	0.00007	0.19594
NX = 30	-0.14018	-0.13600
NX = 31	0.00125	0.00153
NX = 32	-0.00007	0.19537
NX = 33	-0.1401A	-0.14437
NX = 34	-0.00275	-0.00216
NX = 35	-0.00061	0.19433
NX = 36	-0.05121	-0.05245
NX = 37	0.00353	0.00387
NX = 38	-0.00136	-0.00123
NX = 39	0.00023	0.00194
NX = 40	-0.08232	-0.07989
NX = 41	0.00136	0.001" "
NX = 42	-0.00023	0.00149
NX = 43	-0.08232	-0.08475
NX = 44	-0.00353	-0.0031" "
NX = 45	0.0006A	0.00063
NX = 46	-0.0006e	-0.0006



Dibujo para identificar codificación P - X

Figura E2-3d

LOADING CONDITION NO #

MEMBER AXIAL FORCE, K

	-6.07
	-2.52
	-6.07
	-22.11
	-38.21
	-38.21
	-22.77
	1.01
	0.46
10	1.01
11	-80.49
12	-87.26
13	-81.26
14	-58.49
15	-0.12
16	-0.54
17	-0.12
18	-94.17
19	-136.04
20	-136.34
21	-94.11
22	0.38
23	-2.14
24	0.38
25	-187.00
26	-187.00

LOADING CCNDITION NO

MEMBER AXIAL FORCE, k

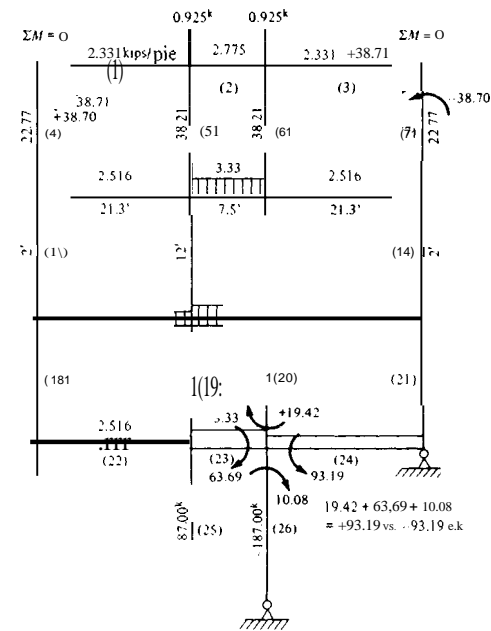
1	-5.90
2	-2.73
3	-4.88
4	-16.86
5	-28.10
6	-28.61
7	-11.31
8	-1.34
9	-0.90
10	0.36
11	-43.09
12	-64.50
13	-66.38
14	-64.65
15	-2.51
16	-1.64
17	-1.05
18	-68.91
19	-90.15
20	-105.37
21	-72.33
22	2.43
23	-1.61
24	-1.86
25	-136.17
26	-144.39

DESIGN END MOMENTS CORRECTED
FOR FEM AND WIND (NEAR ENQ FIRST), K-FT

-38.71	82.42
-49.95	59.93
-62.12	38.71
34.19	38.70
-20.14	-22.49
20.14	-22.49
-34.19	-38.70
-64.52	47.21
-49.19	49.19
-87.21	64.52
30.45	30.33
-18.14	-11.94
18.14	17.94
-30.45	-30.33
-63.73	87.36
-50.34	50.34
-67.36	63.13
36.16	33.2A
-19.42	-18.88
19.42	18.88
-36.16	-33.28
-93.19	93.19
-63.69	63.69
-36.16	36.16
0.00	-10.08
-0.00	10.08

DESIGN END MOMENTS CORRECTED
FOR FEM AND WIND (NEAR ENQ FIRST), K-FT

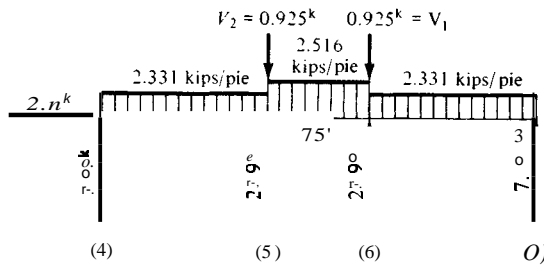
-26.78	64.33
-44.26	45.64
-59.29	31.31
24.05	26.78
-28.01	-20.08
12.11	13.65
-27.27	-31.31
-42.06	70.92
-31.13	54.68
-59.97	18.01
18.88	-21.19
-21.63	5.12
-5.58	-27.49
-26.81	-27.49
-26.78	49.37
-56.82	38.81
19.25	17.8
-27.43	-26.86
1.73	1.8
-34.87	-32.00
-19.25	75.82
-41.51	35.84
-64.02	-6.88
0.88	8.24

Verificación estática de la salida $NCL = 1$
Nótese la simetría de las cargas y salida al verificar 1

Verifíquese $\Sigma F_v = 0$ para el piso superior:
Salidas de la computadora $22.77(2) + 38.21(2) = 121.96$ kips
Cargas: $2.331(21.3) + 24.778(7.5) + 0.925(21.3) = 99.36 + 20.81 + 1.85$ kips ≈ 121.96 kips (O.K.)

Verifíquese $F = -187.00$ kips en el miembro 26 usando la matriz
 $X: X_{43} = -0.08232$ pulg = acortamiento axial del miembro 26
 $P = \frac{AE}{L}(X_{43}) = 14.1(29000)(0.08232)/(15 \times 12) = 187.00$ kips

Figura E2-3e



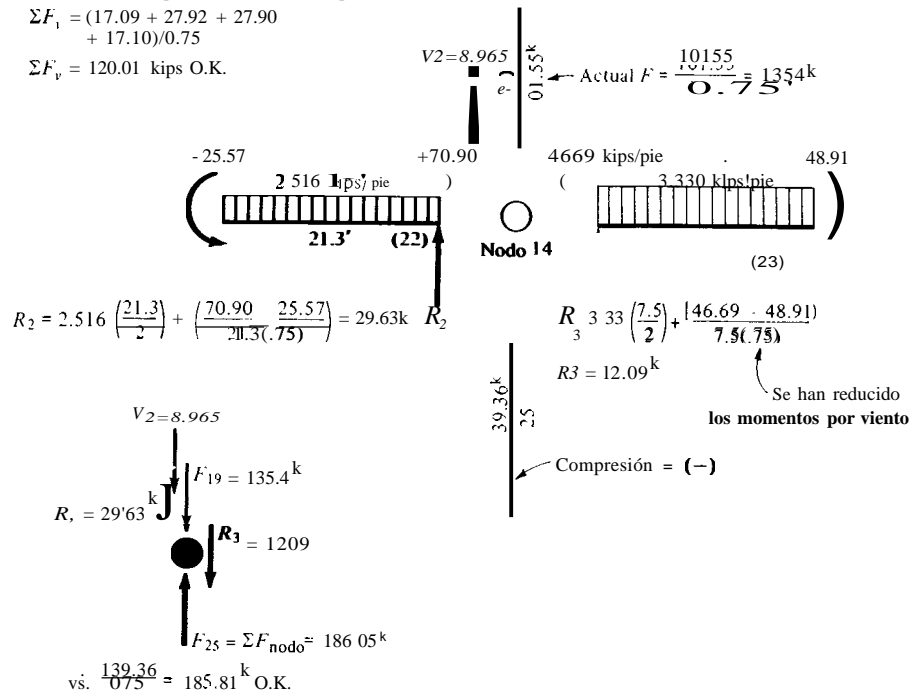
Verifiquese F_v para el piso superior

$$\Sigma F_{v(\text{cargas})} = 2.331(21.3)(2) + 2.516(7.5) + 0.925(2) = 12002 \text{ kips}$$

Tomados de la salida de la computadora, para los valores mostrados que se han reducido un 25 por ciento por viento, de modo que esta salida se compara directamente con la salida $D + L$:

$$\Sigma F_v = (17.09 + 27.92 + 27.90 + 17.10)/0.75$$

$$\Sigma F_v = 120.01 \text{ kips O.K.}$$



Verificación de la salida de la computadora para la columna (miembro 25) usando la salida de la computadora y los valores estáticos del nudo 14)

Figura E2-31 Verificación de la salida para NLC 2 (con viento).

Estos datos se usarán para preparar un juego de tarjetas de datos de los miembros, tarjetas de cargas de vigas (entremezcladas, según sea conveniente entre los datos de los miembros), y un juego de datos para la matriz P . Nótese que las entradas de la matriz P que se leen ($PR(i, j)$) son cero para $NCL = 1$ y toman los valores mostrados en la figura E2-3b para $NCL = 2$. El

resto de la matriz P lo construye el programa de la computadora usando los datos de carga de las vigas y los cortantes de las columnas, calculados por separado y que aparecen también en la figura *E2-3b*. La entrada se reescribe como parte de la salida para la verificación por parte del diseñador (figura *E2-3c*). El resto de la salida se muestra en las figuras *E2-2d* y *E2-3e* junto con algunas verificaciones de la salida. En la figura *E2-3f* presenta una ilustración adicional de la verificación de la salida para $NLC = 2$.

El lector debe notar que en los casos en que se considera el viento, el esfuerzo permisible se puede aumentar en un tercio de su valor. Para que todo el diseño tenga la misma base, el programa multiplica todas las fuerzas de los miembros por 0.75 para los NLC que tienen fuerzas de viento como entrada. Con este ajuste, el diseñador no tiene más que escudriñar la totalidad de la salida para el momento o fuerza axial máximos. El mayor valor para cualquier condición de carga se usa entonces con el esfuerzo permisible para determinar si el miembro resulta adecuado. Nótese que al verificar la salida (como se ilustra en la figura *E2-1f*) es preciso considerar el uso de este factor de 0.75 para que se satisfagan las condiciones estáticas.

Ejemplo 2-4. Se pasará ahora a diseñar el pequeño edificio de oficinas del ejemplo 2-3, pero usando unidades SI. Nótese que las dimensiones son ligeramente diferentes que en el caso que se usa una conversión suave. Se aplicarán las mismas consideraciones generales de diseño y parámetros que en los del ejemplo anterior, con la excepción de que el acabado de ladrillos del muro se tomará como 200 mm (aproximadamente el doble del espesor del ejemplo 2-3). En la figura *E2-4a* se presenta la distribución general del edificio y las dimensiones expresadas en unidades SI.

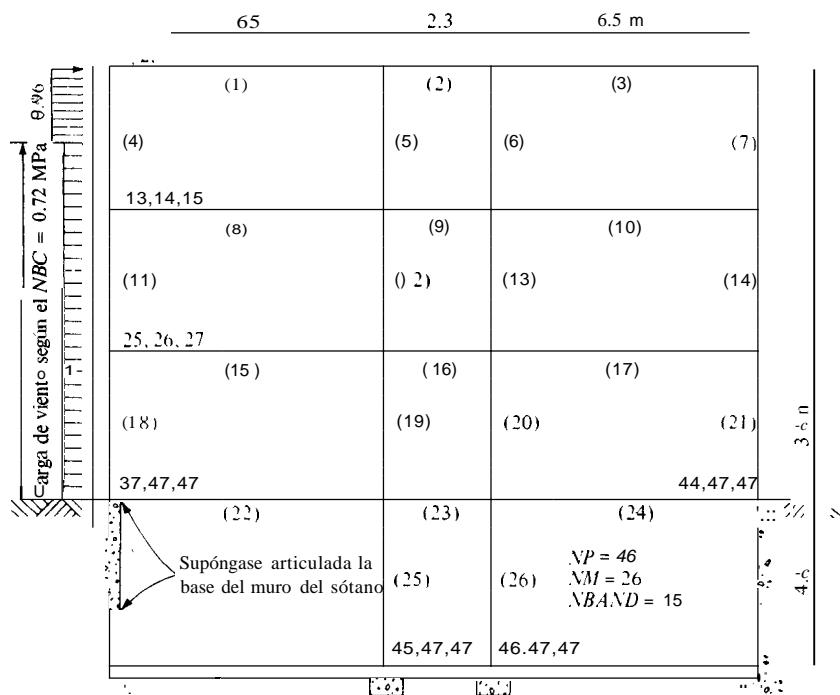
SOLUCION Los programas de computadora resolverán problemas expresados en unidades SI o en unidades pie.lb.s. Será necesario incluir una tarjeta "UNITS" con la identificación pie.lb.s. o SI para usarla en la información de FORMAT e identificar las unidades de la salida.

Como se utilizan los mismos criterios de diseño de construcción, se puede proceder directamente a la codificación de las juntas (hágase referencia a la figura *E2-3d*, puesto que la estructura es familiar) y obtener las cargas en la estructura.

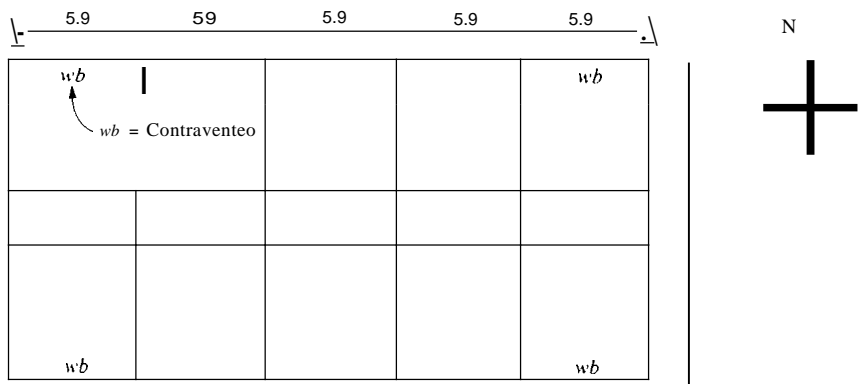
Cargas de techo:

Carga muerta: supónganse 130 mm de concreto sobre un tablero metálico apoyado en viguetas de celosía de acero.

Concreto: 0.13(23.5 kN/m ³)	=	3.055 kPa
Tablero metálico y viguetas (estimados)	=	0.263 kPa
Plafón, acabado, electricidad, etc.	=	<u>0.263 kPa</u>
Total		3.581 KPa



Elevación de un marco típico interior



Vista en planta

Figura E2-4a

Carga viva: se puede usar una reducción en la carga viva en el área de 6.5 x 5.9 m.

Carga viva básica = 4.0 kPa (tabla IV-4).

$$R = 6.5(5.9)(0.0086) = 0.329 < 0.60$$

$$R = \frac{D + L}{4.33 L} = \frac{3.581 + 4.0}{4.33(4)} = 0.438 > 0.329$$

Se usará una reducción de 30 por ciento en la carga viva. Carga viva reducida = 4.0(1.0 - 0.30) = 2.8 kPa. No se use ninguna reducción de la carga viva a través del claro de 2.3 m.

Las cargas de las vigas de techo son:

$$\text{Carga muerta} = 3.581(5.9) = 21.1 \text{ kN/m}$$

$$\text{Carga viva en el claro de 6.5 m: } 2.8(5.9) = 16.5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Carga viva en el claro de 2.3 m: } 4(5.9) = 23.6 \text{ kN/m}$$

Cargas en los marcos para los otros pisos

Se usará un 30 por ciento de reducción para las cargas vivas en el área de oficinas, pero ninguna en el corredor.

$$\begin{aligned} \text{Carga muerta, incluyendo piso, acabado,} \\ \text{plafón, duetos, etc.} &= 3.9 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\text{Carga viva en el corredor (tabla IV-4)} = 5.0 \text{ kPa}$$

$$\text{Área de oficinas} = 4.0 \text{ kPa}$$

Estas intensidades de carga dan las siguientes cargas de vigas:

$$\text{Carga muerta: } 3.0(5.9) = 23.01 \text{ kN/m}$$

$$\text{Carga viva en las oficinas: } 4.0 (0.70) (5.9) = 16.5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Carga viva en el corredor: } 5.0(5.9) = 29.5 \text{ kN/m}$$

El recubrimiento exterior de ladrillos de 200 mm de espesor contribuirá cargas a las columnas (útese la tabla IV-3):

$$3.77 \text{ kPa (ladrillo)} + \text{acabado: útese } 4.0 \text{ kPa}$$

$$P = 4.0 (5.9) (3.6) = 85.0 \text{ kN}$$

Paredes longitudinales que definen el corredor + viga longitudinal:

$$\text{Tableros del muro + el estimado de la estructuración} = 1.08 \text{ kPa}$$

$$\text{Viga a} = 0.75 \text{ kN/m}$$

Cortante en la columna interior:

$$P = 1.08(5.9)(3.6) + 5.9(0.75) = 27.2 \text{ kN}$$

Para las columnas interiores del techo: úsese sólo el cortante de la viga longitudinal (omítase para las columnas exteriores como un excesivo refinamiento):

$$P = 5.9(0.75) = 4.4 \text{ kN}$$

Usando el ejemplo 2-3 como guía, hágase la siguiente selección preliminar de vigas y columnas:

Todas las vigas: W410 x 59.9 $A = 7.61 \times 10^{-3}$ $t_f = 215.6 \times 10^{-6}$

Columnas exteriores: W200 x 46.1 $A = 5.89 \times 10^{-3}$ $I_x = 45.8 \times 10^{-3}$

Columnas interiores: W200 x 59.5 $A = 7.55 \times 10^{-3}$ $I_x = 60.8 \times 10^{-3}$

Columnas del sótano: W200 x 71.4 $A = 9.10 \times 10^{-3}$ $I_x = 76.6 \times 10^{-3}$

En las figuras E2-4b hasta E2-4d inclusive se ilustran la entrada y salida de la computadora. En la figura E2-4d se muestra una selección de comprobaciones estáticas que se pueden efectuar por la inspección de la matriz de fuerzas, para $NLC = 2$. Se hará una comprobación estática para el nudo 1 y para ΣF_v en toda la estructura para $NLC = 1$ Y 2. Nótese que la matriz de fuerzas se ha reducido por el factor 0.75 ($NLC = 2$ con carga de viento), de modo tal que se pueda comparar fácilmente la salida de los varios NLC , para determinar la fuerza máxima que se usará en el diseño y utilizando los esfuerzos básicos posibles, en las columnas y en flexión. Habrá que considerar esta reducción de 0.75 en los valores de las fuerzas para poder efectuar cualesquiera comprobaciones estáticas, como se muestra en la parte superior de la figura sin número de la página 106.

Verifíquese ahora ΣF_v y $\Sigma F_h = 0$, para toda la estructura. Calcúlese el peso total para ambas comprobaciones de la fuerza vertical:

$$37.6(6.5)(2) + 44.7(2.3) + 39.5(6.5)(6) + 52.5(2.3)(3) + 4.4(2) \\ + 27.2(6) + 85(4)t = 3006.36 \text{ kN}$$

Para $NLC = 1$ (véase el diagrama en la parte inferior de la página 106): Fuerzas resistentes verticales: $R_y + R_z$ + las fuerzas en las columnas del sótano.

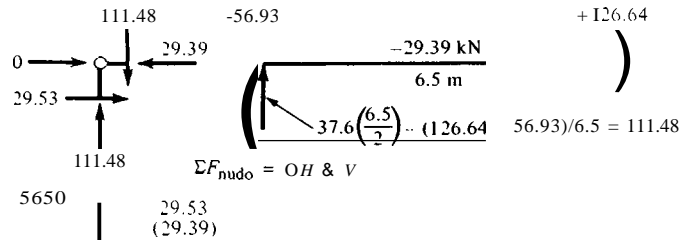
$$F_v = 642.28 + 642.28 + 861.35 + 861.35 = 3007.28 \text{ kN (vs. 3006.36 kN)}$$

La diferencia se debe al error de redondeo de la computadora. Por inspección, $F_h = 0$, puesto que las cargas son simétricas.

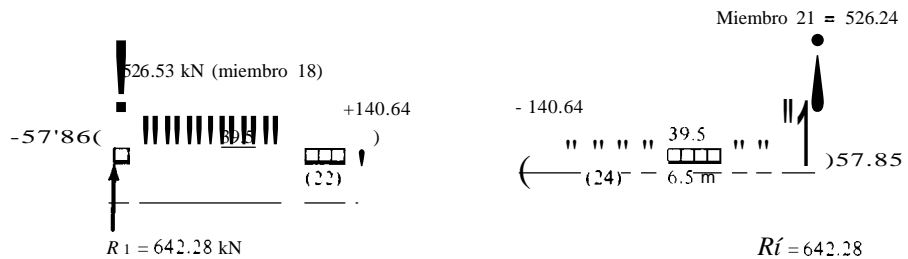
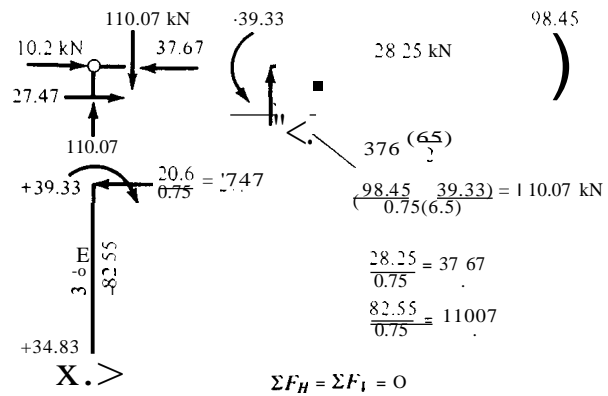
Nota: dos fuerzas de 85 kN pasan directamente a las reacciones y no se consideran.

En el nudo I

Para $NLC = 1$: No se muestra en la viga la carga distribuida pero sí se usa para calcular, como se indica, el cortante en el extremo. Nótese la dirección de las flechas en los miembros para indicar esfuerzos axiales a compresión.



Para $NLC = 2$: No se muestra la carga distribuida de la viga.



NO STIOFIII ENTRIES = 690			SANO WIOTH • 15		
THE P-MATRIX, KN AND K-MM			THE X-MATRIX, MM OR RADIAN		
NP = 1	132383.30	132383.30	NX = 1	0.00422	0.00430
NP = 2	0.00	10.20	NX = 2	0.13429	10.25240
NP = 3	-122.20	-122.20	NX = 3	-2.97370	-2.87463
NP = 4	-112618.00	-112618.00	NX = 4	-0.00192	-0.00181
NP = 5	0.00	0.00	NX = 5	0.00811	10.09155
NP = 6	-118.00	-118.00	NX = 6	-4.64149	-4.52804
NP = 7	112618.00	112618.00	NX = 7	0.00192	0.00203
NP = 8	0.00	0.00	NX = 8	-0.00793	10.06111
NP = 9	-118.00	-118.00	NX = 9	-4.64194	-4.75541
NP = 10	-132383.30	-132383.30	NX = 10	-0.00422	-0.00413
NP = 11	0.00	0.00	NX = 11	-0.11351	9.93314
NP = 12	-122.20	-122.20	NX = 12	-2.92418	-2.97336
NP = 13	139072.80	139072.80	NX = 13	0.00280	0.00312
NP = 14	0.00	15.30	NX = 14	-0.02431	8.55236
NP = 15	-213.38	-213.38	NX = 15	-2.58330	-2.53825
NP = 16	-115929.10	-115929.10	NX = 16	-0.00133	-0.00114
NP = 17	0.00	0.00	NX = 17	-0.00056	8.52131
NP = 18	-215.95	-215.95	NX = 18	-4.19129	-4.07779
NP = 19	116105.10	116105.10	NX = 19	0.00133	0.00153
NP = 20	0.00	0.00	NX = 20	0.00289	8.51323
NP = 21	-216.11	-216.11	NX = 21	-4.19181	-4.30535
NP = 22	-139248.90	-139248.90	NX = 22	-0.00281	-0.00248
NP = 23	0.00	0.00	NX = 23	0.02611	8.52660
NP = 24	-213.54	-213.54	NX = 24	-2.58378	-2.62890
NP = 25	139248.90	139248.90	NX = 25	0.00279	0.00339
NP = 26	0.00	15.30	NX = 26	0.03047	5.07696
NP = 27	-213.54	-213.54	NX = 27	-1.60909	-1.51808
NP = 28	-116105.10	-116105.10	NX = 28	-0.00135	-0.00101
NP = 29	0.00	0.00	NX = 29	0.00412	4.99844
NP = 30	-216.11	-216.11	NX = 30	-3.21213	-3.11330
NP = 31	115929.10	115929.10	NX = 31	0.00135	0.00163
NP = 32	0.00	0.00	NX = 32	-0.00206	4.98083
NP = 33	-215.95	-215.95	NX = 33	-3.21199	-3.31094
NP = 34	-139072.80	-139072.80	NX = 34	-0.00218	-0.00218
NP = 35	0.00	0.00	NX = 35	-0.02834	4.94196
NP = 36	-213.38	-213.38	NX = 36	-1.60011	-1.64010
NP = 37	139072.80	139072.80	NX = 37	0.00430	0.00474
NP = 38	-115929.10	-115929.10	NX = 38	-0.00110	-0.00155
NP = 39	0.00	0.00	NX = 39	0.00116	0.06471
NP = 40	-215.95	-215.95	NX = 40	-1.10311	-1.65161
NP = 41	115929.10	115929.10	NX = 41	0.00110	0.00185
NP = 42	0.00	0.00	NX = 42	-0.00110	0.05042
NP = 43	-215.95	-215.95	NX = 43	-1.10313	-1.75594
NP = 44	-139072.80	-139072.80	NX = 44	-0.00430	-0.00388
NP = 45	0.00	0.00	NX = 45	0.00085	0.00080
NP = 46	0.00	0.00	NX = 46	-0.00085	-0.00000

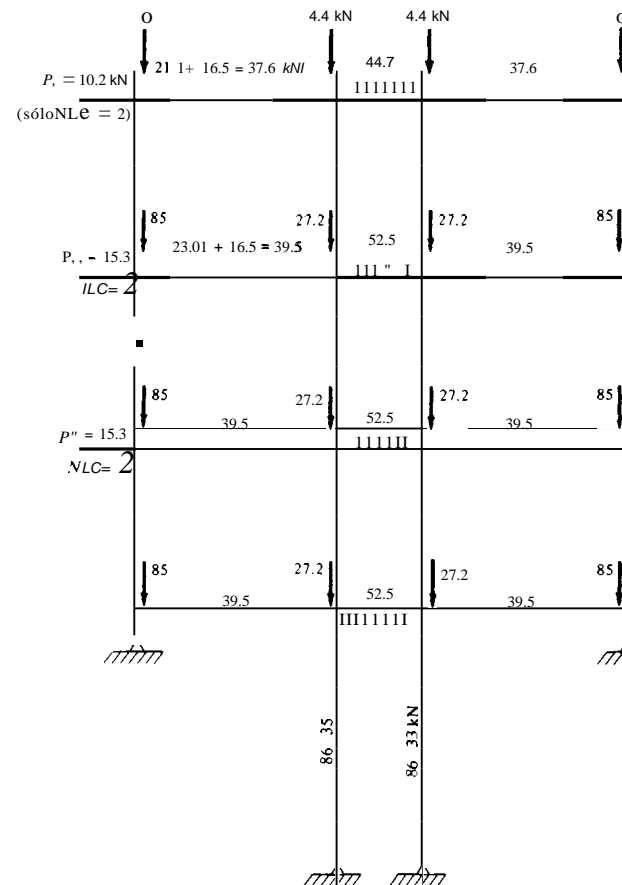


Figura E2-4c

LOADING CONDITION NO =

MEMBER	AXIAL FORCE, kN
1	-29.39
2	-11.05
3	-29.41
4	-111.38
5	-188.84
6	-188.80
7	-111.39
8	5.56
9	2.29
10	5.58
11	-318.70
12	-410.70
13	-410.76
14	-318.93
15	-6.11
16	-4.00
17	-6.15
18	-526.53
19	-632.67
20	-632.63
21	-526.54
22	1.68
23	-9.44
24	1.66
25	-861.35
26	-861.33

LOADING CONDITION NO

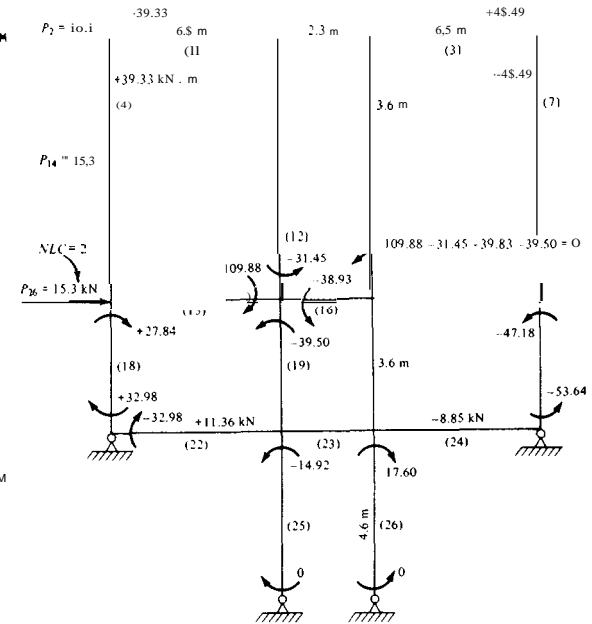
MEMBER	AXIAL FORCE, kN
1	-28.25
2	-12.13
3	-23.53
4	-82.55
5	-141.64
6	-141.58
7	-84.54
8	-5.45
9	-4.01
10	2.35
11	-235.64
12	-303.41
13	-312.82
14	-242.67
15	-13.79
16	-8.74
17	-6.83
18	-387.29
19	-459.80
20	-489.18
21	-402.51
22	11.36
23	-7.00
24	-8.85
25	-626.26
26	-665.79

DESIGN END MOMENTS CORRECTED
FOR FEM AND WIND (NEAR END FIRST), KN-M

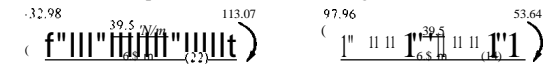
1	-56.50	126.81
2	-91.80	91.16
3	-126.80	56.52
4	49.30	56.50
5	-31.02	-35.01
6	31.05	35.04
7	-49.34	-56.52
8	-92.23	131.08
9	-73.00	73.15
10	-131.28	92.30
11	42.86	42.93
12	-27.18	-27.06
13	27.11	27.08
14	-42.83	-42.96
15	-93.00	130.63
16	-73.16	73.60
17	-130.43	92.93
18	51.86	50.14
19	-32.06	-29.68
20	32.04	29.65
21	-57.84	-50.10
22	-57.86	140.64
23	-86.86	86.88
24	-140.64	57.85
25	-0.00	-21.12
26	-0.00	21.12

DESIGN END MOMENTS CORRECTED
FOR FEM AND WIND (NEAR END FIRST), KN-M

1	-39.33	98.45
2	-67.73	69.94
3	-91.73	45.49
4	34.83	39.33
5	-27.31	-30.72
6	19.23	21.79
7	-39.20	-45.49
8	-60.55	105.70
9	-46.60	63.01
10	-91.05	17.90
11	26.16	25.72
12	-31.45	-31.79
13	9.32	8.61
14	-37.55	-38.70
15	-54.60	109.88
16	-38.93	11.59
17	-85.97	84.73
18	32.98	27.84
19	-41.93	-39.50
20	6.19	5.06
21	-53.64	-47.18
22	-32.98	113.07
23	-56.15	74.17
24	-97.96	53.64
25	-0.00	-14.99
26	0.00	17.60



Se muestran salidas seleccionadas para la condición de la carga del viento ($NLC = 2$)



$$R_L' = \frac{(32.98 - 113.07)/6.5 + 39.5(6.5)}{0.75} = 111.95 \text{ kN}$$

$$R_R' = \frac{(53.64 - 97.96)/6.5 + 39.5(6.5)}{0.75} = 119.18 \text{ kN}$$

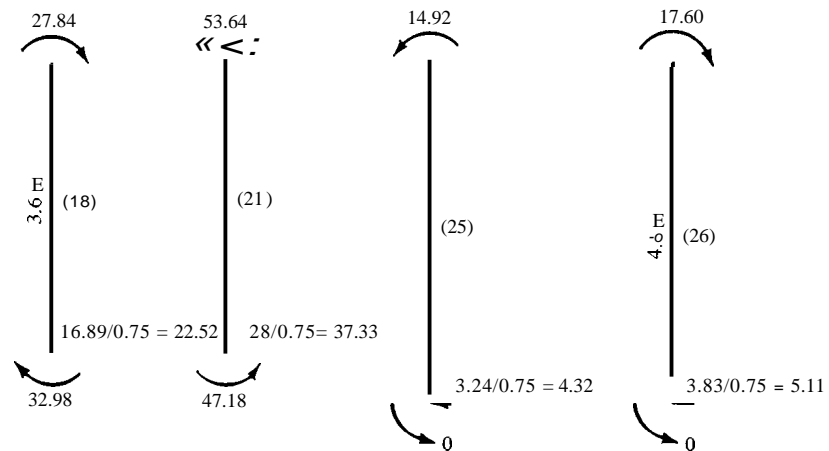
Se aumenta un 25% debido al factor de viento de 0.75.
Parte de los cálculos para verificar $\Sigma F_v = 0$

Figura E2-4d

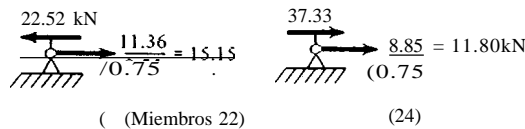
Para $NLC = 2$: No se muestran las cargas distribuidas en las vigas. Se efectúa la comprobación estática vertical, haciendo referencia a la figura E2-4d, donde se calcula parte de las reacciones en el muro del sótano:

$$\begin{aligned}
 F_i &= R'_L + \text{carga axial} + R'_R - \text{carga axial} + \text{carga axial} + \text{carga axial} \\
 &= 111.95 + 119.28 + \frac{387.29}{0.75} + \frac{402.51 + 626.26}{0.75} + \frac{665.79}{0.75} \\
 &= 231.23 + \frac{2081.85}{0.75} = 3007.03 \text{ (vs. 3006.36 kN)} \quad \text{Correcto.}
 \end{aligned}$$

Considérese $\sum F_h = 0$:



Fuerzas en los miembros



Fuerzas de las dos reacciones del sótano, incluyendo los efectos de las vigas que constituyen los miembros horizontales 22 y 24:

$$EFh(\text{aplicado exteriormente}) = 10.2 + 15.3(2) = 40.8 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 \sum F_{h(\text{nodos})} &= -22.52 + 15.15 + 37.33 + 11.80 + 4.32 - 5.11 \\
 &= 40.93 \text{ kN} \quad \text{Correcto.} \quad //
 \end{aligned}$$

Ejemplo 2-5. Se trata de un diseño parcial de un edificio industrial (para un proceso de fabricación); en la figura E2-50 se muestra la vista general en elevación, junto con una vista reducida de la planta. Debido a las grandes di-

22 crujiás *su* 25' = 550'

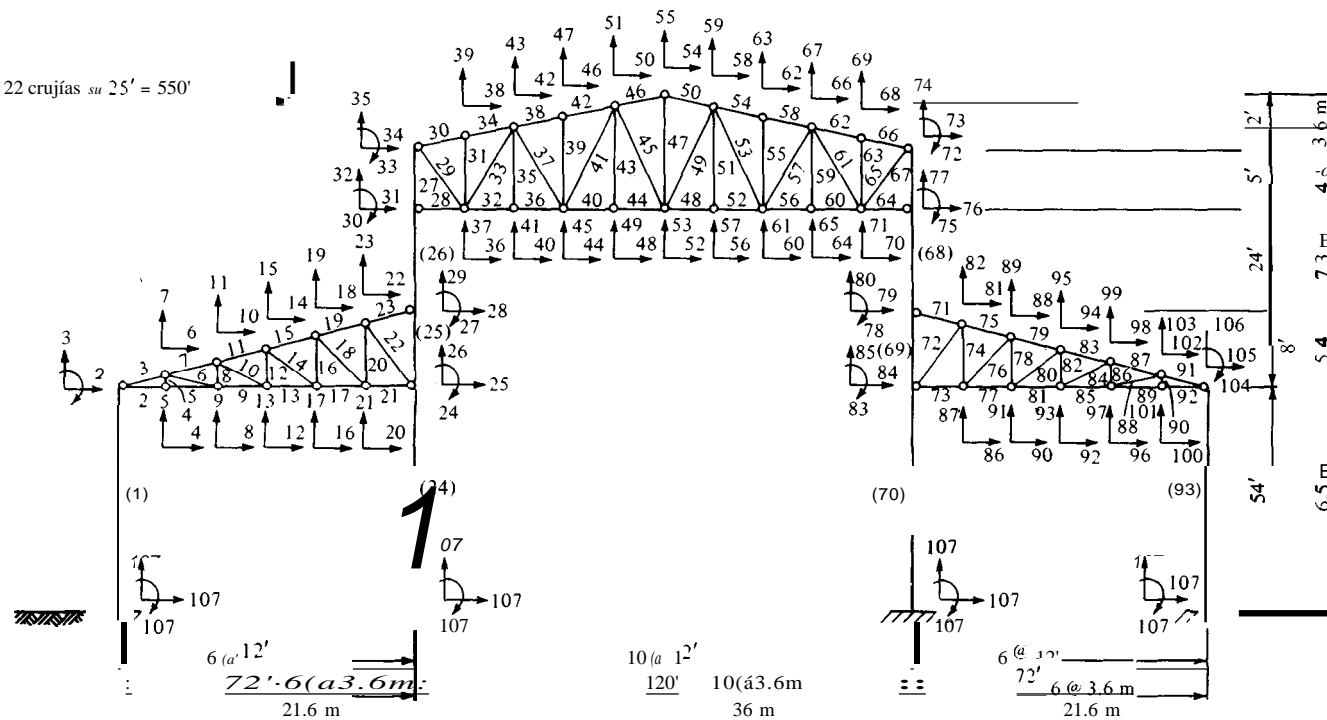


Figura El.5a

mensiones del tramo libre y a la altura requerida, no se consideran prácticas las vigas de techo, por lo que se usarán armaduras de techo y largueros. Estas armaduras reducirán la deflexión del techo y aumentarán la rigidez total del marco, en particular si se hacen constantes las columnas hasta la parte más alta de la armadura principal de techo. Al hacer continua la columna se reducirán la rotación y traslación de la columna en la línea del techo. Es posible espaciar los largueros aproximadamente 6 pies c.a.c., por lo que uno de ellos caerá dentro de un panel. Esto producirá flexión en los miembros del cordón superior, además de la fuerza axial obtenida del análisis de la armadura.

Será necesario hacer una estimación preliminar de las dimensiones de los miembros, programar estos datos, inspeccionar la salida de la computadora e iterar según se requiera. Para una primera iteración se usaron columnas W14 x 68; (esta repetición no se muestra en el texto). La condición más severa de carga (con viento) produjo desplazamientos laterales del orden de 36 pulg, los que nunca podrían ser aceptables. Se probó una nueva dimensión para las columnas, usando una sección de W27 x 178 para la segunda iteración, que se muestra aquí.

La planta del edificio muestra 22 crujías espaciadas a 25 pies. Se pondrán contravientos en determinadas crujías que ni se muestran ni se diseñan en este ejemplo. Se proveerán vigas longitudinales entre las columnas, con espaciamientos verticales de aproximadamente 8 pies, para soportar los muros exteriores. Estos miembros aportarán cargas adicionales a la columna y proveerán soporte lateral a la columna en su eje débil. Las cargas sobre los muros no se consideran en el análisis en este momento. La contribución del muro se puede tener en cuenta fácilmente añadiendo directamente los cortantes de la viga del muro a la fuerza axial a la salida de la computadora, al determinar el tipo de cubierta exterior que se ha de usar (hojas metálicas, madera y metal, etc.).

Los parámetros generales de diseño para un marco *interior* típico (o armadura) incluyen:

Techo + largueros, estimados como	15 lb/pie ²
Detalles diversos adicionales	5 lb/pie ²
Total	20 lb/pie ²
Carga/pie de techo = 25(0.02)	0.50 kip/pie

SOLUCION La carga muerta de la armadura se obtiene después de haber realizado un análisis aproximado de la armadura (que no sea indeterminada), para estimar las posibles fuerzas en los miembros. Este análisis es muy aproximado y no se muestra en este lugar, ya que se han hecho suposiciones muy aproximadas y hay además un gran número de las mismas que permiten a cada individuo obtener con ellas resultados similares. Con esta estimación inicial se procede a seleccionar las dimensiones de los miembros de la armadura:

Cordones superiores e inferiores del cobertizo y la armadura principal del techo: dos L6 x 4 x 5/16:

$$\text{peso/pie} = 20.6 \text{ lb/pie}$$

$$A = 6.06 \text{ pulg}^2$$

Miembros verticales y diagonales: dos L4 x 3 x $\frac{1}{4}$

peso = 11.6 lb/pie

A = 3.38 pulg-

El peso aproximado de la armadura se calcula de la manera siguiente:

Longitud (aprox.) de la cuerda superior + cuerda inferior de la armadura principal = 2×120 = 240 pies
 Verticales: peso prom. $\times 11 = (15 + 27)(11)/2$ = 231 pies
 Diagonales: longitud prom. $\times 10 = (27.3 + 19.2)(10)/2$ = 232 pies

Peso promedio de la armadura:

$$W(120) = 240(0.0206) + 0.0116(231 + 232) = 10.31 \text{ kips}$$

$$W = \frac{10.31}{120} = 0.09 \text{ kip/pie se usa } 0.10 \text{ kip/pie}$$

El peso de la armadura de los cobertizos es como sigue:

Longitud aprox. de las cuerdas superior e inferior = 2×72 = 144 pies
 Verticales: $(3 + 15)5/2$ = 45 pies
 Diagonales: $(12.4 + 19.2)(5)/2$ = 80 pies

Peso promedio de la armadura:

$$W(72) = 144(0.0206) + 0.0116(80 + 45) = 4.42 \text{ kips}$$

$$W = \frac{4.42}{72} = 0.06 \text{ kip/pie se usa } 0.07 \text{ kip/pie}$$

Los pesos de las armaduras se han redondeado para tener en cuenta las conexiones.

La armadura se analizará para dos condiciones de carga.

NLC = 1: carga muerta + nieve

NLC = 2: viento + nieve + carga muerta en el cobertizo de la izquierda + viento (succión) + carga muerta en la armadura principal + 1.5 de nieve + carga muerta en el cobertizo de la derecha.

La armadura se diseña simétricamente, puesto que el viento puede soplar de cualquiera de las dos direcciones. El fundamento de esta combinación de cargas es el siguiente:

1. El viento que sopla de la derecha no arrastrará la nieve acumulada en el cobertizo de la izquierda. Además, el muro vertical producirá un cierto estancamiento, de modo que la dirección es normal y dirigida hacia abajo.

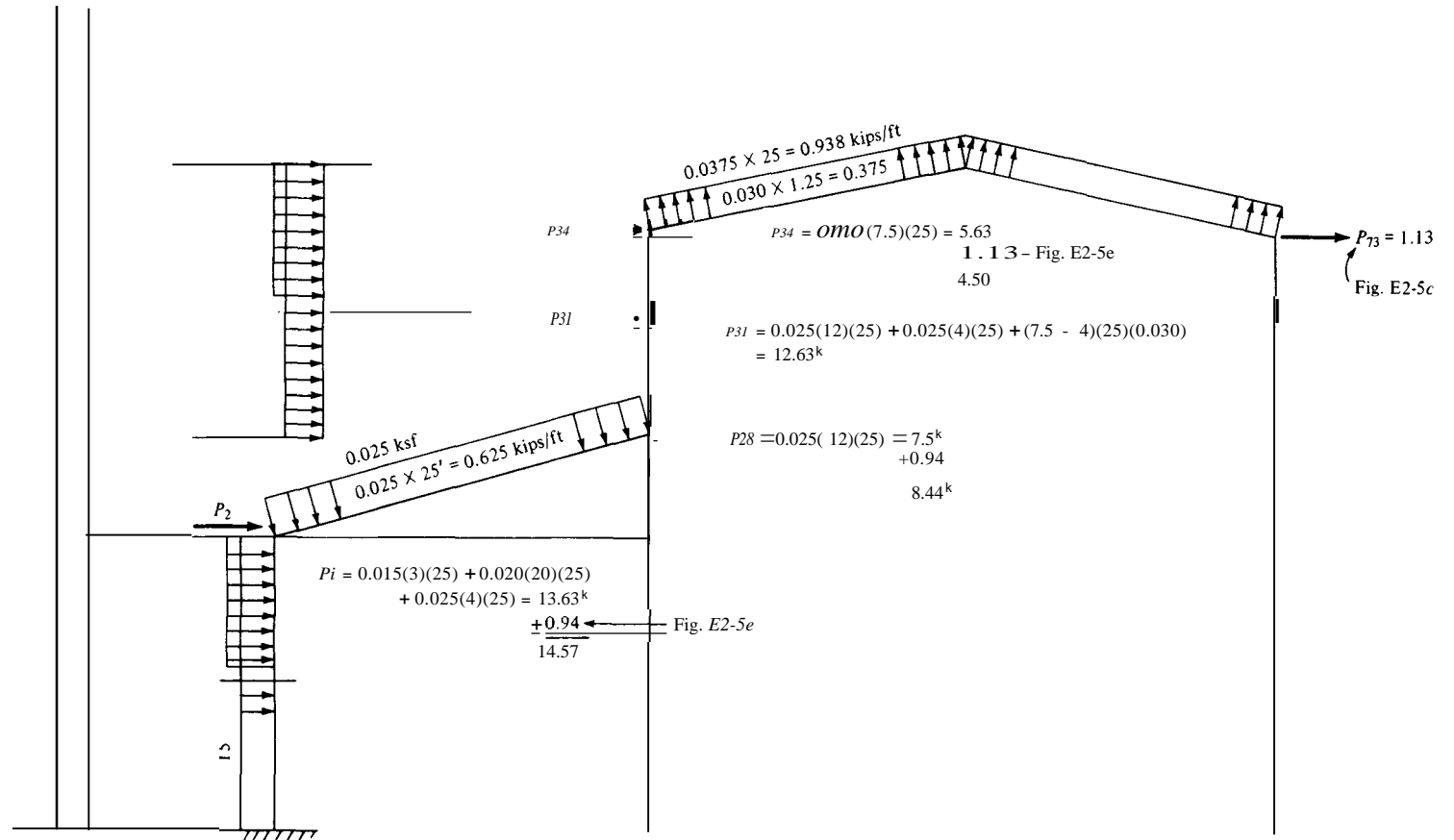


Figura E2-5b

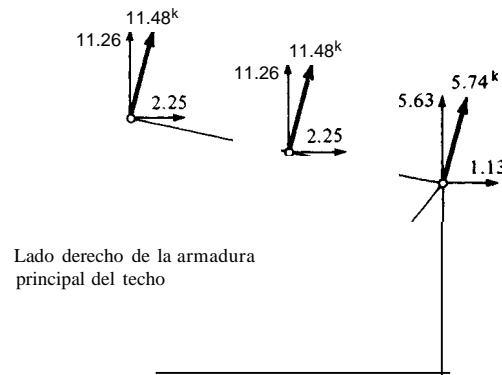
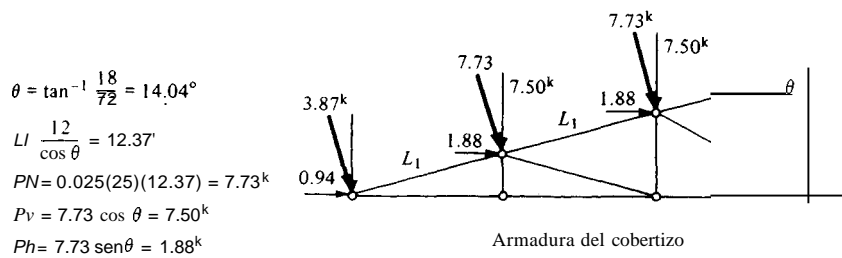
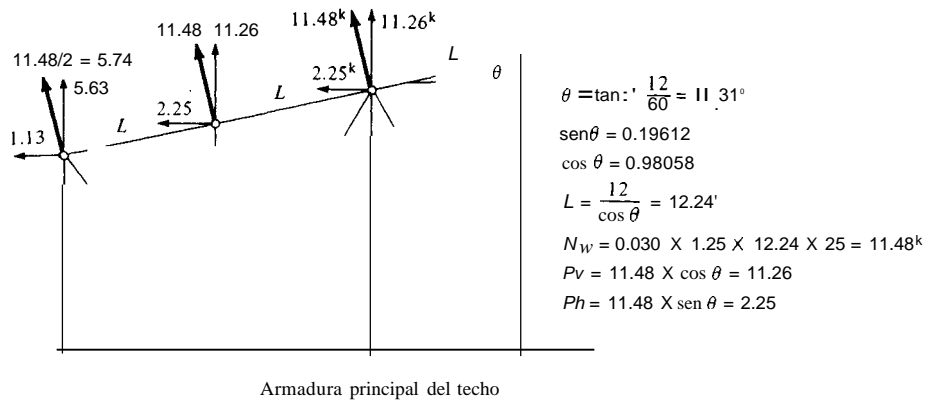


Figura E2.5e

2. En la armadura principal, la pendiente es tal que la acción aerodinámica resultará en un efecto de succión, además de llevarse la nieve.
3. El cobertizo de la derecha debe quedar protegido del viento, pero la nieve puede acumularse en el techo: para tener en cuenta esta condición, se aumenta la carga de nieve a $1.5 \times S$.

Ahora se puede empezar el cálculo de las fuerzas en los nudos.

Para la carga muerta: Aplíquese el peso de la armadura (calculado en kips/pie de claro) al nudo superior junto con la carga muerta del techo, ya que el aumento en el peso total es pequeño y es causa de demasiado trabajo adicional para justificar el aumento en la precisión de los cálculos.

Carga muerta sobre los cobertizos: nótese que tanto el cobertizo como la armadura principal tienen paneles de 12 pies.

$$\text{Nudos interiores: } (0.07 + 0.50)(12) = 6.84 \text{ kips}$$

$$\text{Nudos exteriores: } 6.84/2 = 3.42 \text{ kips}$$

Armadura principal:

$$\text{Nudos interiores: } (0.10 + 0.50)(12) = 7.20 \text{ kips}$$

$$\text{Nudos exteriores: } 7.20/2 = 3.60 \text{ kips}$$

Carga de nieve de 25 lb/pie- para la proyección horizontal del claro:

$$\text{Nudos interiores: } 0.025(25)(12) = 7.50 \text{ kips}$$

$$\text{Nudos exteriores: } 7.50/2 = 3.75 \text{ kips}$$

La $D + S$ resultante para $NLC = 1$ es:

$$\text{Cobertizos: nudos exteriores: } D + S = 3.42 + 3.75 = 7.17 \text{ kips (en la matriz } P)$$

$$\text{nudos interiores: } 6.84 + 7.50 = 14.34 \text{ kips}$$

$$\text{Armadura principal: nudos interiores: } 7.2 + 7.50 = 14.70 \text{ kips}$$

$$\text{nudos exteriores: } 14.70/2 = 7.35 \text{ kips}$$

Estos valores aparecen en las hojas de salida de la computadora, para la matriz P , con un signo (-), de acuerdo con la convención de signos; para la situación de los nudos, se hará referencia a la figura E2-5a.

Será necesario hacer referencia a las figuras E2-5b y E2-5e para la obtención de las fuerzas en los nudos en el caso de $NLC = 2$. En la figura E2-5b se muestra el perfil recomendado por el NBC para el viento contra la armadura. Se muestra en este diagrama una selección de entradas de la matriz P , como una conveniencia para el lector. Es necesario prestar la más estricta atención a fin de aplicar los signos correctos a las fuerzas en los nudos. Nótese que las fuerzas que tienen la misma dirección que las de la figura 2-6 son (+), y cuando se invierte la dirección, el signo es (-).

En las figuras E2-5d a E2-5finclusive, se muestran las salidas de la computadora para las dos condiciones de carga. En la figura E2-5g se muestra una selección de la salida de la computadora para su uso en diseño (usando el mayor valor de cualesquiera de los 2 NLC). Estos datos se usarán en capítulos subsiguientes para diseñar, o rediseñar, los miembros. Nótese que el máximo desplazamiento lateral es ahora del orden de 4.7 pulg en la base de la armadura del cobertizo y sólo 4.0 pulg en la parte superior de la armadura principal, lo que indica cierta flexión adicional en las columnas interiores. Nótese que este desplazamiento tiene lugar con el NLC donde se considera el viento, como se podía razonablemente esperar. ///

Ejemplo 2-6 Diseñese el edificio para un almacén industrial usando unidades SI, y cuyas dimensiones generales se muestran en la figura E2-6a. Se harán las mismas suposiciones y se usarán los mismos parámetros que en el ejemplo 2-5.

SOLUCION Se seleccionan como sigue, las dimensiones iniciales de los miembros (y guiándose en todo lo posible por los resultados de la computadora para el caso del ejemplo 2-5, lo que se conoce en la terminología profesional como "uso de la experiencia"):

Miembros de las cuerdas superior e inferior de las armaduras principal y de los cobertizos: dos L152 x 102 x 7.9 mm:

$$\text{peso} = 0.301 \text{ kN/m} \quad A = 3.91 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

1x: no se necesita para miembros de armaduras

Miembros intermedios de las armaduras (verticales y diagonales): dos L102 x 76 x 6.3 mm:

$$\text{peso} = 0.169 \text{ kN/m} \quad A = 2.18 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

STIFFNESS METHOD OF RIGID FRAME AND TRUSS ANALYSIS															
NO OF NP		100		NO OF MEMBERS = 93		NO OF LOAD CONDIT = 2									
NO NLC		Te WIND		Te = 0		NO NON-ZERO P = 43		METRIC el = 0		METRIC1 = 0					
NO STIFF		ZEROED = 000		MOD ELASTICITY = 29000.0											
NLC FOR 0 + 1 = 0 NLC FOR WIND ON BEAM ... 0															
MEMBER NP1 NP2 NP3 NP4 NP5 NP6 COS SIN FEM1 FEM2															
10	1	2	3	4	5	6	0.00	648.00	47.7	0.511E 00	648.00	0.00000	1.00000	0.00	0.00
11	1	2	3	4	5	6	144.00	0.00	6.06	0.000	144.00	1.00000	0.00000	0.00	0.00
12	1	2	3	4	5	6	144.00	36.00	6.06	0.000	148.43	0.97014	0.24254	0.00	0.00
13	1	2	3	4	5	6	144.00	36.00	3.38	0.000	148.43	0.97014	0.24254	0.00	0.00
14	1	2	3	4	5	6	144.00	0.00	6.06	0.000	144.00	1.00000	0.00000	0.00	0.00
15	1	2	3	4	5	6	144.00	-36.00	3.38	0.000	148.43	0.97014	0.24254	0.00	0.00
16	1	2	3	4	5	6	144.00	36.00	6.06	0.000	148.43	0.97014	0.24254	0.00	0.00
17	1	2	3	4	5	6	144.00	36.00	3.38	0.000	148.43	0.97014	0.24254	0.00	0.00
18	1	2	3	4	5	6	144.00	0.00	6.06	0.000	144.00	1.00000	0.00000	0.00	0.00
19	1	2	3	4	5	6	144.00	-11.00	3.38	0.000	161.00	0.99443	0.44721	0.00	0.00
20	1	2	3	4	5	6	144.00	108.00	3.38	0.000	108.00	0.00000	1.00000	0.00	0.00
21	1	2	3	4	5	6	144.00	0.00	6.06	0.000	144.00	1.00000	0.00000	0.00	0.00
22	1	2	3	4	5	6	144.00	-108.00	3.38	0.000	180.00	0.80000	-0.60000	0.00	0.00
23	1	2	3	4	5	6	144.00	180.00	3.38	0.000	148.43	0.97014	0.24254	0.00	0.00
24	1	2	3	4	5	6	144.00	0.00	6.06	0.000	144.00	1.00000	0.00000	0.00	0.00
25	1	2	3	4	5	6	144.00	-144.00	3.38	0.000	203.65	0.70111	-0.70711	0.00	0.00
26	1	2	3	4	5	6	144.00	36.00	6.06	0.000	148.43	0.97014	0.24254	0.00	0.00
27	1	2	3	4	5	6	144.00	180.00	3.38	0.000	180.00	0.00000	1.00000	0.00	0.00
28	1	2	3	4	5	6	144.00	0.00	6.06	0.000	144.00	1.00000	0.00000	0.00	0.00
29	1	2	3	4	5	6	144.00	-180.00	3.38	0.000	230.51	0.62470	-0.78087	0.00	0.00
30	1	2	3	4	5	6	144.00	36.00	6.06	0.000	148.43	0.97014	0.24254	0.00	0.00
31	1	2	3	4	5	6	144.00	0.00	6.06	0.000	144.00	1.00000	0.00000	0.00	0.00
32	1	2	3	4	5	6	144.00	-216.00	52.3	0.699E 04	648.00	0.00000	1.00000	0.00	0.00
33	1	2	3	4	5	6	144.00	216.00	52.3	0.699E 04	216.00	0.00000	1.00000	0.00	0.00
34	1	2	3	4	5	6	144.00	0.00	6.06	0.000	144.00	1.00000	0.00000	0.00	0.00
35	1	2	3	4	5	6	144.00	-28.80	6.06	0.000	230.51	0.62470	-0.78087	0.00	0.00
36	1	2	3	4	5	6	144.00	28.80	6.06	0.000	146.85	0.98058	0.19612	0.00	0.00
37	1	2	3	4	5	6	144.00	208.80	3.38	0.000	208.80	0.00000	1.00000	0.00	0.00
38	1	2	3	4	5	6	144.00	0.00	6.06	0.000	144.00	1.00000	0.00000	0.00	0.00
39	1	2	3	4	5	6	144.00	-237.60	3.38	0.000	277.83	0.51830	-0.85520	0.00	0.00
40	1	2	3	4	5	6	144.00	237.60	3.38	0.000	146.85	0.98058	0.19612	0.00	0.00
41	1	2	3	4	5	6	144.00	0.00	6.06	0.000	144.00	1.00000	0.00000	0.00	0.00
42	1	2	3	4	5	6	144.00	-237.60	3.38	0.000	277.83	0.51830	-0.85520	0.00	0.00
43	1	2	3	4	5	6	144.00	237.60	3.38	0.000	146.85	0.98058	0.19612	0.00	0.00
44	1	2	3	4	5	6	144.00	266.40	3.38	0.000	266.40	0.00000	1.00000	0.00	0.00
45	1	2	3	4	5	6	144.00	0.00	6.06	0.000	144.00	1.00000	0.00000	0.00	0.00
46	1	2	3	4	5	6	144.00	-295.20	3.38	0.000	328.45	0.43842	-0.89877	0.00	0.00
47	1	2	3	4	5	6	144.00	295.20	3.38	0.000	146.85	0.98058	0.19612	0.00	0.00
48	1	2	3	4	5	6	144.00	0.00	6.06	0.000	144.00	1.00000	0.00000	0.00	0.00
49	1	2	3	4	5	6	144.00	-295.20	3.38	0.000	328.45	0.43842	-0.89877	0.00	0.00
50	1	2	3	4	5	6	144.00	295.20	3.38	0.000	146.85	0.98058	0.19612	0.00	0.00
51	1	2	3	4	5	6	144.00	0.00	6.06	0.000	144.00	1.00000	0.00000	0.00	0.00
52	1	2	3	4	5	6	144.00	-295.20	3.38	0.000	328.45	0.43842	-0.89877	0.00	0.00
53	1	2	3	4	5	6	144.00	295.20	3.38	0.000	146.85	0.98058	0.19612	0.00	0.00
54	1	2	3	4	5	6	144.00	0.00	6.06	0.000	144.00	1.00000	0.00000	0.00	0.00
55	1	2	3	4	5	6	144.00	-295.20	3.38	0.000	328.45	0.43842	-0.89877	0.00	0.00
56	1	2	3	4	5	6	144.00	295.20	3.38	0.000	146.85	0.98058	0.19612	0.00	0.00
57	1	2	3	4	5	6	144.00	0.00	6.06	0.000	144.00	1.00000	0.00000	0.00	0.00
58	1	2	3	4	5	6	144.00	-295.20	3.38	0.000	328.45	0.43842	-0.89877	0.00	0.00
59	1	2	3	4	5	6	144.00	295.20	3.38	0.000	146.85	0.98058	0.19612	0.00	0.00
60	1	2	3	4	5	6	144.00	0.00	6.06	0.000	144.00	1.00000	0.00000	0.00	0.00
61	1	2	3	4	5	6	144.00	-295.20	3.38	0.000	328.45	0.43842	-0.89877	0.00	0.00
62	1	2	3	4	5	6	144.00	295.20	3.38	0.000	146.85	0.98058	0.19612	0.00	0.00
63	1	2	3	4	5	6	144.00	0.00	6.06	0.000	144.00	1.00000	0.00000	0.00	0.00
64	1	2	3	4	5	6	144.00	-295.20	3.38	0.000	328.45	0.43842	-0.89877	0.00	0.00
65	1	2	3	4	5	6	144.00	295.20	3.38	0.000	146.85	0.98058	0.19612	0.00	0.00
66	1	2	3	4	5	6	144.00	0.00	6.06	0.000	144.00	1.00000	0.00000	0.00	0.00
67	1	2	3	4	5	6	144.00	-295.20	3.38	0.000	328.45	0.43842	-0.89877	0.00	0.00
68	1	2	3	4	5	6	144.00	295.20	3.38	0.000	146.85	0.98058	0.19612	0.00	0.00
69	1	2	3	4	5	6	144.00	0.00	6.06	0.000	144.00	1.00000	0.00000	0.00	0.00
70	1	2	3	4	5	6	144.00	-295.20	3.38	0.000	328.45	0.43842	-0.89877	0.00	0.00
71	1	2	3	4	5	6	144.00	295.20	3.38	0.000	146.85	0.98058	0.19612	0.00	0.00
72	1	2	3	4	5	6	144.00	0.00	6.06	0.000	144.00	1.00000	0.00000	0.00	0.00
73	1	2	3	4	5	6	144.00	-295.20	3.38	0.000	328.45	0.43842	-0.89877	0.00	0.00
74	1	2	3	4	5	6	144.00	295.20	3.38	0.000	146.85	0.98058	0.19612	0.00	0.00
75	1	2	3	4	5	6	144.00	0.00	6.06	0.000	144.00	1.00000	0.00000	0.00	0.00
76	1	2	3	4	5	6	144.00	-295.20	3.38	0.000	328.45	0.43842	-0.89877	0.00	0.00
77	1	2	3	4	5	6	144.00	295.20	3.38	0.000	146.85	0.98058	0.19612	0.00	0.00
78	1	2	3	4	5	6	144.00	0.00	6.06	0.000	144.00	1.00000	0.00000	0.00	0.00
79	1	2	3	4	5	6	144.00	-295.20	3.38	0.000	328.45	0.43842	-0.89877	0.00	0.00
80	1	2	3	4	5	6	144.00	295.20	3.38	0.000	146.85	0.98058	0.19612	0.00	0.00
81	1	2	3	4	5	6	144.00	0.00	6.06	0.000	144.00	1.00000	0.00000	0.00	0.00
82	1	2	3	4	5	6	144.00	-295.20	3.38	0.000	328.45	0.43842	-0.89877	0.00	0.00
83	1	2	3	4	5	6	144.00	295.20	3.38	0.000	146.85	0.98058	0.19612	0.00	0.00
84	1	2	3	4	5	6	144.00	0.00	6.06	0.000	144.00	1.00000	0.00000	0.00	0.00
85	1	2	3	4	5	6	144.00	-295.20	3.38	0.000	328.45	0.43842	-0.89877	0.00	0.00
86	1	2	3	4	5	6	144.00	295.20	3.38	0.000	146.85	0.98058	0.19612	0.00	0.00
87	1	2	3	4	5	6	144.00	0.00	6.06	0.000	144.00	1.00000	0.00000	0.00	0.00
88	1	2	3	4	5	6	144.00	-295.20	3.38	0.000	328.45	0.43842	-0.89877	0.00	0.00
89	1	2	3	4	5	6	144.00	295.20	3.38	0.000	146.85	0.98058	0.19612	0.00	0.00
90	1	2	3	4	5	6	144.00	0.00	6.06	0.000	144.00	1.00000	0.00000	0.00	0.00
91	1	2	3	4	5	6	144.00	-295.20	3.38	0.000	328.45	0.43842	-0.89877	0.00	0.00
92	1	2	3	4	5	6	144.00	295.20	3.38	0.000	146.85	0.98058	0.19612	0.00	0.00
93	1	2	3	4	5	6	144.00	0.00	6.06</						

NO STIFF" 1 ENTRIES				954	RANO WIOTH			9
THE P-MATRIX, K ANO IN-K				THE X-MATRIX, IN OR RADIANS				
NP	1	0.00	0.00	NX	1	-0.00023	0.01043	
NP	2	0.00	14.57	IX	2	-0.09800	4.50431	
NP	3	-7.17	-10.92	NX	3	-0.01613	-0.01999	
NP	4	0.00	0.00	NX	4	-0.00880	4.60253	
NP	5	0.00	0.00	NX	5	-1.42992	-1.62598	
NP	6	0.00	1.88	NX	6	0.15761	4.79184	
NP	7	-14.34	-21.84	NX	7	-1.42992	-1.62518	
NP	8	0.00	0.00	NX	8	0.08040	4.70075	
NP	9	0.00	0.00	NX	9	-1.55415	-1.70321	
NP	10	0.00	1.88	NX	10	0.11525	4.73349	
NP	11	-14.34	-21.84	NX	11	-1.54888	-1.69502	
NP	12	0.00	0.00	NX	12	0.14610	4.76242	
NP	13	0.00	0.00	NX	13	-1.36939	-1.45396	
NP	14	0.00	1.88	NX	14	0.02006	4.62983	
NP	15	-14.34	-21.84	NX	15	-1.35359	-1.42938	
NP	16	0.00	0.00	IX	16	0.18830	4.78753	
NP	17	0.00	0.00	NX	17	-1.01955	-1.04842	
NP	18	0.00	1.88	IX	18	-0.09197	4.52340	
NP	19	-14.34	-21.84	NX	19	-0.98795	-0.99926	
NP	20	0.00	0.00	NX	20	0.20700	4.77608	
NP	21	0.00	0.00	NX	21	-0.56980	-0.56118	
NP	22	0.00	1.88	NX	22	-0.20456	4.43285	
NP	23	-14.34	-21.84	NX	23	-0.51713	-0.47925	
NP	24	0.00	0.00	IX	24	-0.00180	0.00193	
NP	25	0.00	0.00	IX	25	0.20220	4.72807	*En la armadura
NP	26	0.00	0.00	NX	26	-0.05346	-0.02718	del cobertizo y en
NP	27	0.00	0.00	IX	27	-0.00167	-0.00243	a col. int.
NP	28	0.00	8.44	IX	28	-0.28645	4.29819	*Parte superior
NP	29	-7.17	-10.92	NX	29	-0.06617	-0.02936	de la armadura
NP	30	0.00	0.00	NX	30	0.00133	-0.00044	del cobertizo
NP	31	0.00	12.63	NX	31	-0.26690	4.10000	
NP	32	0.00	0.00	NX	32	-0.08013	-0.02502	
NP	33	0.00	0.00	NX	33	0.00183	-0.00057	
NP	34	0.00	4.50	NX	34	0.03280	4.00589	*Línea del techo
NP	35	-7.35	2.03	NX	35	-0.08885	-0.02230	
NP	36	0.00	0.00	NX	36	-0.26637	4.10056	
NP	37	0.00	0.00	NX	37	-0.55227	0.12680	
NP	38	0.00	-2.25	NX	38	0.09677	3.98208	
NP	39	-14.70	4.06	IX	39	-0.58359	0.13641	
NP	40	0.00	0.00	NX	40	-0.20621	4.08144	
NP	41	0.00	0.00	NX	41	-0.96568	0.26435	
NP	42	0.00	-2.25	NX	42	0.13821	3.96639	
NP	43	-14.70	4.06	NX	43	-0.96568	0.26435	
NP	44	0.00	0.00	NX	44	-0.14604	4.06233	
NP	45	0.00	0.00	NX	45	-1.21898	0.35097	
NP	46	0.00	-2.25	NX	46	0.12801	3.96998	
NP	47	-14.70	4.06	NX	47	-1.25893	0.36323	
NP	48	0.00	0.00	NX	48	-0.07301	4.03843	
NP	49	0.00	0.00	NX	49	-1.35411	0.39891	
NP	50	0.00	-2.25	NX	50	0.07819	3.98816	
NP	51	-14.70	4.06	NX	51	-1.35411	0.39891	
NP	52	0.00	0.00	NX	52	0.00001	4.01453	
NP	53	0.00	0.00	NX	53	-1.35785	0.40439	
NP	54	0.00	0.00	IX	54	0.00001	4.02054	
NP	55	-14.70	4.06	NX	55	-1.30304	0.37563	*Cumbrera con
NP	56	0.00	0.00	NX	56	0.01304	3.98858	viento
NP	57	0.00	0.00	NX	57	-1.35411	0.41300	
NP	58	0.00	2.25					

Figura E2-Se

LOADING CONDITION NO				LOADING CONDITION NO			
MEMBER	AXIAL FORCE, K	DESIGN END MOMENTS CORRECTED FOR FEM AND WIND (NEAR END FIRST), FT-K		MEMBER	AXIAL FORCE, K	DESIGN END MOMENTS CORRECTED FOR FEM AND WIND (NEAR END FIRST), FT-K	
		8.75	0.00			-301.56	-0.00
1	-34.43				-32.00		
2	108.86				119.87		
3	-112.38				-180.90		
4	0.00				0.00		
5	108.86				119.87		
6	-29.56				-45.99		
7	-82.82				-86.85		
8	1.17				11.15		
9	80.18				75.26		
10	-32.07				-40.88		
11	-53.25				-42.79		
12	14.34				22.31		
13	51.50				30.64		
14	-35.85				-55.77		
15	-23.65				1.27		
16	21.51				33.46		
17	22.82				-13.97		
18	-40.56				-63.10		
19	5.88				45.32		
20	28.68				44.62		
21	5.86				-58.59		
22	-45.91				-71.42		
23	35.44				80.31		
24	-125.12	-142.83	-236.85		-40.12	-780.46	-704.98
25	-80.21	236.85	258.35		-7.20	704.98	103.25
26	-73.50	-258.35	93.45		17.16	-193.25	-17.83
27	-73.50	-93.45	-0.00		11.16	17.83	0.00
28	0.64				0.68		
29	74.41				-24.36		
30	-41.05				9.32		
31	-14.70				4.51		
32	73.43				-23.33		
33	-50.75				16.97		
34	-41.05				141.1		
35	0.00				0.00		
36	73.43				-23.33		
37	24.45				-8.59		
38	-80.79				27.42		
39	-14.70				4.51		
40	89.12				-29.16		
41	-6.91				3.16		
42	-80.79				28.11		
43	0.00				0.00		
44	89.12				-29.17		
45	-9.22				1.98		
46	-79.76				32.53		
47	16.58				-11.10		
48	89.12				-31.67		
49	-9.22				7.70		
50	-79.76				32.53		
51	0.00				0.00		
52	89.12				-31.67		
53	-6.90				-3.81		
54	-80.79				35.38		
55	-111.70				4.51		
56	73.43				-32.60		
57	24.45				-1.21		
58	-80.18				33.09		
59	0.00				0.00		
60	73.43				-32.60		
61	-50.75				7.62		
62	-41.05				26.10		
63	-14.70				4.06		
64	0.64				-22.53		
65	74.41				-13.54		
66	-41.05				26.10		
67	-73.50	93.46	0.00		13.29	180.00	-0.01
68	-89.27	258.35	-93.46		13.29	62.48	-180.01
69	-125.12	-236.85	-258.35		6.28	-42.31	-62.48
70	35.44	142.83	236.85		-21.64	-145.35	42.32
71	-45.91				1.27		
72	-5.86				-57.47		
73	28.68				30.97		
74	5.88				36.18		
75	-40.56				-36.02		
76	22.82				-51.17		
77	21.51				61.15		
78	-23.69				27.14		
79	-35.85				-73.32		
80	51.50				-45.23		
81	14.34				103.34		
82	-53.25				18.09		
83	-32.07				-110.62		
84	80.18				-40.46		
85	7.17				139.52		
86	-82.82				0.04		
87	-29.56				-147.42		
88	108.87				-37.10		
89	0.00						
90	-112.38						
91	108.87						
92	-34.43	-8.75	-0.00				
93							

Figura E2-5f

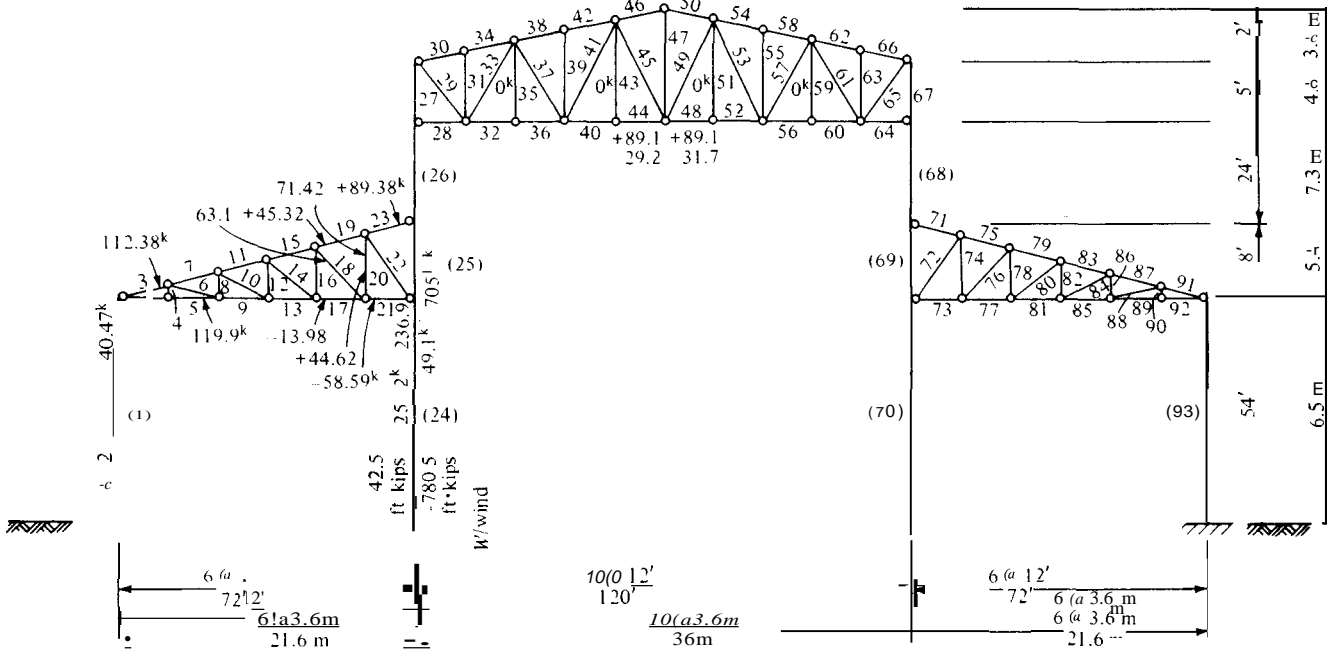


Figura E2-5g

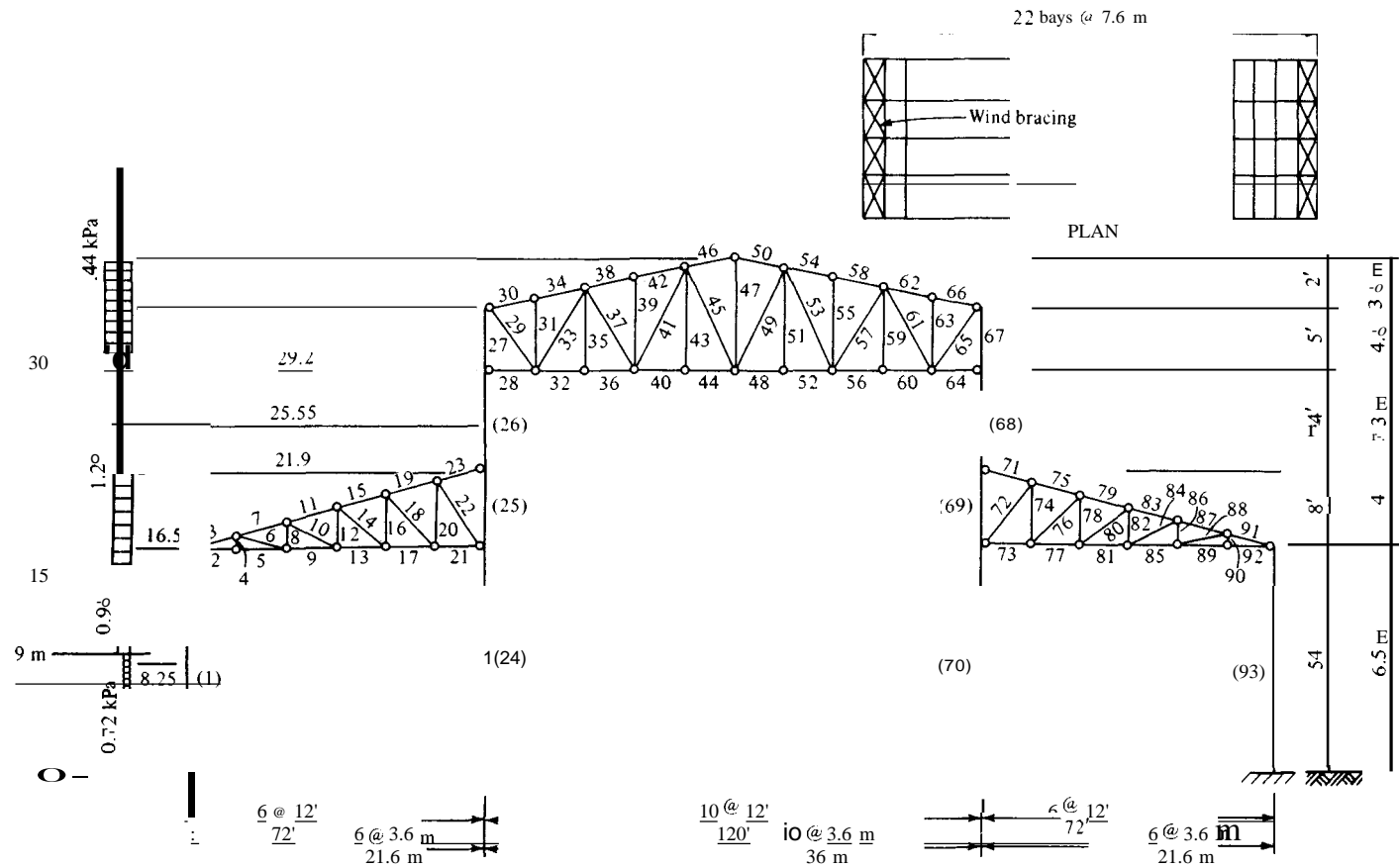


Figura E2-6a

Columnas de los cobertizos (miembros 1 y 93): W610 x 241.1:

$$\text{peso} = 0.72 \text{ kN/m} \quad A = 30.77 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \quad I_x = 2151.9 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

Dos columnas interiores (miembros 24, 25, 27, 28, 67, 68, 69, 70): W690 x 264.9:

$$\text{peso} = 0.99 \text{ kN/m} \quad A = 33.74 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \quad I_x = 2909.5 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

Sigue ahora el cálculo de las cargas de la armadura:

Techo	= 0.72 kPa
Varios elementos, incluyendo largueros	= 0.24 kPa
Total	= 0.96 kPa
Carga/m sobre el marco = 0.96(7.6) = 7.3 kN/m	

Carga muerta de la armadura: nótese que ésta se calcula directamente como una proyección horizontal.

Armadura principal:

Longitud de la cuerda superior e inferior = 2(36)	= 72 m
Longitud aprox. de las diagonales = 10(5.84 + 8.3)/2	= 70.7 m
Longitud aprox. de las verticales = 11(4.6 + 8.2)/2	= 70.4 m

$$36W = 72(0.301) + 0.169(70.4 + 70.7) = 45.52 \text{ kN}$$

$$W = \frac{45.52}{36} = 1.26 \text{ kN/m}$$

Peso muerto de la armadura del cobertizo:

Longitud de la cuerda superior + la cuerda inferior = 2(21.6)	= 43.2 m
Longitud aproximada de las verticales = 5(0.9 + 4.5)/2	= 13.5 m
Longitud aproximada de las diagonales = 5(3.71 + 5.26)/2	= 22.4 m

$$21.6W = 43.2(0.301) + 0.169(13.5 + 22.4) = 19.1 \text{ kN}$$

$$W = \frac{19.1}{21.6} = 0.88 \text{ kN/m} \quad \text{se usa } 0.90 \text{ kN/m}$$

La carga de nieve se toma como 1.2 kPa (proyección horizontal):

$$\frac{S}{m} = 1.2(7.6) = 9.12 \text{ kN/m}$$

Tómese como proyección horizontal, ya que la pendiente de la armadura es muy pequeña y los valores son estimados.

En la figura E2-6b se muestran fuerzas típicas en los nudos de los cobertizos y de la armadura principal para las cargas muertas combinadas con las de nieve, que se acaban de calcular.

Se calculan como sigue las cargas de viento. Supóngase que los efectos del viento son como los que se muestran en la figura E2-6c y úsese el perfil de viento del NBC en el lado de barlovento de la estructura tal como aparece en la figura E2-6a. Se tomarán las cargas de viento, normales y hacia abajo en el cobertizo de barlovento, normales hacia afuera en la armadura principal de techo, más la carga muerta, y 1.55 veces la carga de nieve, más la carga muerta en la armadura del cobertizo de sotavento para tener en cuenta los efectos aerodinámicos sobre la armadura principal y la acumulación de la nieve adicional, procedente de la armadura principal de techo, sobre el cobertizo de sotavento.

Partiendo de estos datos, se muestra en las figuras E2-6d a E2-6finclusi-ve, la entrada y la salida editada de la computadora. Nótese que los efectos más críticos del viento se producen en la porción mostrada de la salida, excepto para la columna de barlovento, que aparece en la lista siguiente:

Miembros	F_1 (axial), kN	F_2 , kN	F_3 , kN·m
24	-206.2	-941.98	-873.24
25	-23.86	873.24	296.57
26	78.75	-296.56	-53.11
27	78.75	53.11	0.01

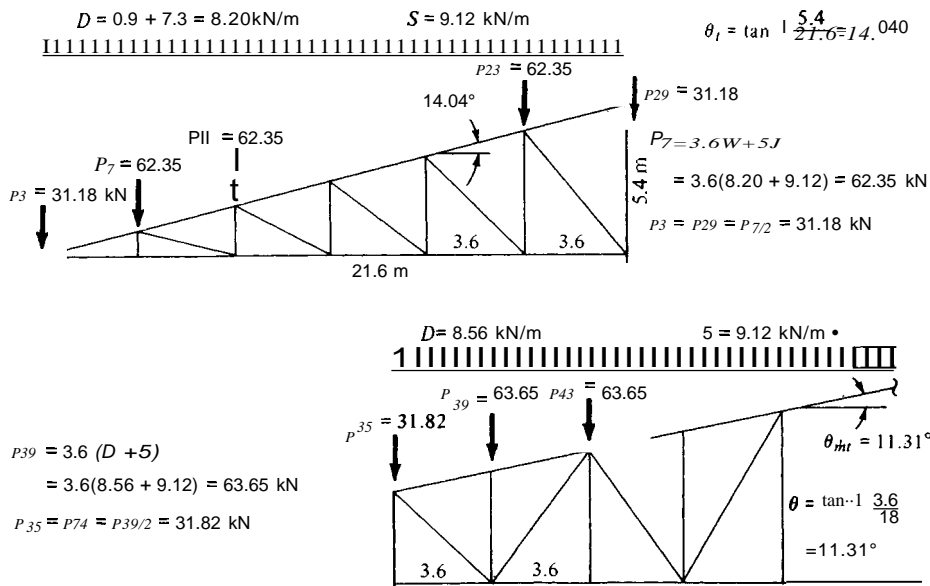
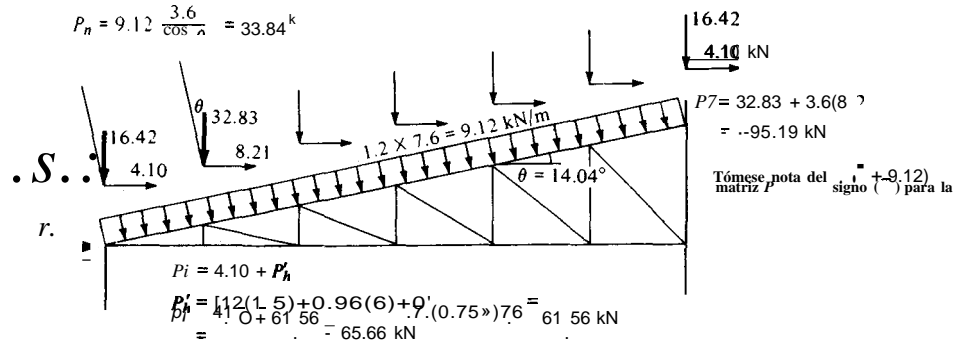


Figura E2-6b

$$P_3 = 16.42 + D = 16.42 + \frac{8.2}{2}(3.6) + \frac{1.2}{2}(3.6)$$

$$= -47.6 \text{ kN}$$

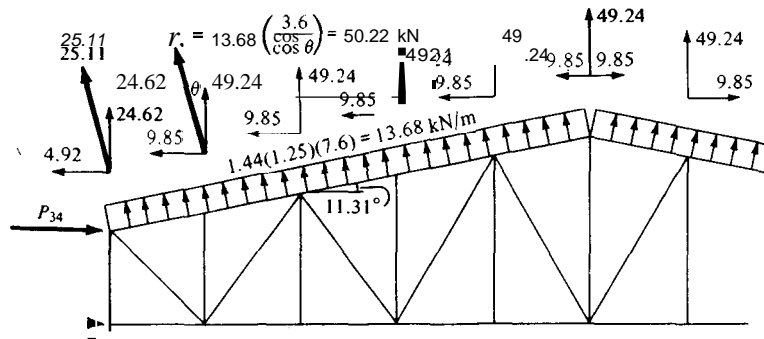
$$P_n = 9.12 \frac{3.6}{\cos \alpha} = 33.84^k$$



$$P_{J5} = 24.62 \quad D = 24.62 - 8.56 \frac{3.6}{2} = 9.21 \text{ kN}$$

$$P_{39} = 24 - 8.56(3.6)$$

$$P_{39} = 18.42 \text{ kN}$$



$$P_{31} = [1.44 \left(\frac{4.6}{2} - 0.8 \right) + 1.2(30 - 29.2) + 1.2 \left(\frac{2}{2} \right)] 7.6 = 57.0 \text{ kN}$$

Figura E2-6c

STIFFNESS METHOD OF RIGID FRAME AND TRUSS ANALYSIS

NO OF NP = 106 NO OF MEMBERS = 93 NO OF LOAD CONDIT = 2
NO NLE TO WIND "IC" 2 NO NON-ZERO P = 43 METRIC 11 = METRIC 1 = 1
NO STIFF ZEROED = 000 MOD ELASTICITY = 200000.0

Nle FOR D * 1 = 0 NIC FOR WIND ON BEAM = 0

MEMBER	NP1	NP2	NP3	NP4	NP5	NP6		COS	SIN	FEM1	FEM2	
1	101	101	101	1	2	3	0.00	16500.00	0.308E-01	0.215E-02	16499.99	0.00000 1.00000
2	2	3	4	5	0	0	3600.00	0.00	0.391E-02	0.000	3600.00	1.00000 0.00000
3	2	3	4	5	0	0	3600.00	900.00	0.391E-02	0.000	3710.79	0.97014 0.24254
4	4	5	6	7	0	0	0.00	900.00	0.218E-02	0.000	900.00	0.00000 1.00000
5	4	5	6	7	0	0	3600.00	0.00	0.391E-02	0.000	3600.00	1.00000 0.00000
6	4	5	6	7	0	0	3600.00	-500.00	0.218E-02	0.000	3710.79	0.97014 -0.24254
7	6	1	10	11	0	0	3600.00	400.00	0.391E-02	0.000	3710.79	0.97014 0.24254
8	6	1	10	11	0	0	0.00	1800.00	0.218E-02	0.000	1800.00	0.00000 1.00000
9	8	9	12	13	0	0	3600.00	0.00	0.391E-02	0.000	3600.00	1.00000 0.00000
10	10	11	12	13	0	0	3600.00	-1800.00	0.218E-02	0.000	4024.92	0.89443 -0.44721
11	10	11	14	15	0	0	3600.00	900.00	0.391E-02	0.000	3710.79	0.97014 0.24254
12	12	13	14	15	0	0	0.00	2100.00	0.218E-02	0.000	2100.00	0.00000 1.00000
13	12	13	14	15	0	0	3600.00	0.00	0.391E-02	0.000	3600.00	1.00000 0.00000
14	14	15	16	17	0	0	3600.00	-2700.00	0.218E-02	0.000	4500.00	0.1110000 -0.60000
15	14	15	16	17	0	0	3600.00	900.00	0.391E-02	0.000	3710.79	0.97014 0.24254
16	16	17	18	19	0	0	0.00	3600.00	0.218E-02	0.000	3600.00	0.00000 1.00000
17	16	17	20	21	0	0	3600.00	0.00	0.391E-02	0.000	3600.00	1.00000 0.00000
18	18	19	20	21	0	0	3600.00	-3600.00	0.218E-02	0.000	5091.17	0.10711 -0.70711
19	18	19	20	21	0	0	3600.00	900.00	0.391E-02	0.000	3710.79	0.97014 0.24254
20	20	21	22	23	0	0	0.00	4500.00	0.218E-02	0.000	4500.00	0.00000 1.00000
21	20	21	22	23	0	0	3600.00	0.00	0.391E-02	0.000	3600.00	1.00000 0.00000
22	22	23	24	25	0	0	3600.00	-4500.00	0.218E-02	0.000	5762.81	0.62470 -0.78087
23	22	23	24	25	0	0	3600.00	900.00	0.391E-02	0.000	3710.79	0.97014 0.24254
24	107	107	107	24	25	26	0.00	16500.00	0.337E-01	0.291E-02	16499.99	0.00000 1.00000
25	24	25	26	27	28	29	0.00	5400.00	0.337E-01	0.291E-02	5399.99	0.00000 1.00000
26	27	28	29	30	31	32	0.00	7300.00	0.337E-01	0.291E-02	7300.00	0.00000 1.00000
27	30	31	32	33	34	35	0.00	4600.00	0.337E-01	0.291E-02	4600.00	0.00000 1.00000
28	31	32	33	34	35	36	3600.00	0.00	0.391E-02	0.000	3600.00	1.00000 0.00000
29	34	35	36	37	0	0	3600.00	-4600.00	0.218E-02	0.000	5841.23	0.61631 -0.78751
30	34	35	36	37	0	0	3600.00	120.00	0.391E-02	0.000	3671.29	0.98058 0.19612
31	36	37	38	39	0	0	0.00	5320.00	0.218E-02	0.000	5319.99	0.00000 1.00000
32	36	37	38	39	0	0	3600.00	0.00	0.391E-02	0.000	3600.00	1.00000 0.00000
33	36	37	38	39	0	0	3600.00	6040.00	0.218E-02	0.000	7031.46	0.51198 0.85900
34	38	39	40	41	0	0	3600.00	120.00	0.391E-02	0.000	3611.20	0.98058 0.19612
35	40	41	42	43	0	0	0.00	6040.00	0.218E-02	0.000	6039.99	0.00000 1.00000
36	40	41	42	43	0	0	3600.00	0.00	0.391E-02	0.000	3600.00	1.00000 0.00000
37	42	43	44	45	0	0	3600.00	-6040.00	0.218E-02	0.000	7031.46	0.51198 -0.85900
38	42	43	44	45	0	0	3600.00	720.00	0.391E-02	0.000	3671.29	0.98058 0.19612
39	44	45	46	47	0	0	0.00	6760.00	0.218E-02	0.000	6759.99	0.00000 1.00000
40	44	45	46	47	0	0	3600.00	0.00	0.391E-02	0.000	3600.00	1.00000 0.00000
41	44	45	50	51	0	0	3600.00	7480.00	0.218E-02	0.000	8301.22	0.43367 -0.90107
42	46	47	50	51	0	0	3600.00	720.00	0.391E-02	0.000	3671.29	0.98058 0.19612
43	46	47	50	51	0	0	0.00	7480.00	0.218E-02	0.000	7479.99	0.00000 1.00000
44	46	47	52	53	0	0	3600.00	0.00	0.391E-02	0.000	3600.00	1.00000 0.00000
45	50	51	52	53	0	0	3600.00	-7480.00	0.218E-02	0.000	8301.22	0.43367 -0.90107
46	50	51	54	55	0	0	3600.00	720.00	0.391E-02	0.000	3671.29	0.98058 0.19612
47	52	53	54	55	0	0	0.00	8200.00	0.218E-02	0.000	8199.99	0.00000 1.00000

Figura E2-6d

Los miembros del edificio se han de diseñar para la fuerza máxima en el miembro bajo cualesquiera de las condiciones de carga, y el que será, naturalmente, simétrico. Las máximas deflexiones horizontales presentes son:

$$\begin{aligned}
 101.7 \text{ mm} \quad X_{25} &= 105.1 \text{ mm} \\
 X_6 &= 106.4 \text{ mm} \quad X_{31} = 90.4 \text{ mm} \\
 X_{16} &= 106.4 \text{ mm} \quad X_{34} = 88.5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

La diferencia

$$X_{31} - X_{76} = 90.4 - 85.8 = 4.6 \text{ mm}$$

es el acortamiento axial neto de la cueraa mferior. En los próximos capítulos se diseñará una selección de miembros de esta estructura, para ilustrar el método de diseño de los miembros a tensión y compresión, y sus conexiones. ///

THE P-MATRIX, KN AND K-MM				THE X-MATRIX, MM OR RADIANS			
NP	1	0.00	0.00	NX	1	-0.00019	0.00901
NP	2	0.00	65.66	NX	2	-2.11252	99.13850
NP	3	-31.18	-47.60	NX	3	-0.40057	-0.51275
NP	4	0.00	0.00	NX	4	0.06161	101.61240
NP	5	0.00	0.00	NX	5	-34.86252	-61.08029
NP	6	0.00	A.21	NX	6	4.118A0	106.38340
NP	7	-62.36	-95.19	NX	7	-34.86252	-61.08029
NP	8	0.00	0.00	NX	8	2.23574	104.08630
NP	9	0.00	0.00	NX	9	-37.88237	-43.23219
NP	10	0.00	8.21	NX	10	3.08638	104.91360
NP	11	-62.36	-95.19	NX	11	-37.75265	-43.03146
NP	12	0.00	0.00	NX	12	3.83557	105.66430
NP	13	0.00	0.00	NX	13	-33.37656	-37.04097
NP	14	0.00	A.21	NX	14	0.76"25	102.24680
NP	15	-62.36	-95.19	NX	15	-32.99039	-36.43877
NP	16	0.00	0.00	NX	16	4.86116	106.34650
NP	17	0.00	0.00	NX	17	-24.85272	-26.71018
NP	18	0.00	A.21	NX	18	-1.95573	99.45392
NP	19	-62.36	-95.19	NX	19	-24.08038	-25.58569
NP	20	0.00	0.00	NX	20	5.31259	106.13320
NP	21	0.00	0.00	NX	21	-13.89939	-14.36411
NP	22	0.00	A.21	NX	22	-4.49145	17.00620
NP	23	-62.36	-95.19	NX	23	-12.61215	-12.35670
NP	24	0.00	0.00	NX	24	-0.00175	0.00130
NP	25	0.00	0.00	NX	25	5.18"86	105.02440
NP	26	0.00	0.00	NX	26	-1.32775	-0.67222
NP	27	0.00	0.00	NX	27	-0.00163	-0.00227
NP	28	0.00	4.10	NX	28	-6.67495	95.89003
NP	29	-31.18	-47.60	NX	29	-1.63753	-0.69767
NP	30	0.00	0.00	NX	30	0.00125	-0.00023
NP	31	0.00	57.00	NX	31	-6.41213	90.31894
NP	32	0.00	0.00	NX	32	-1.98181	-0.58411
NP	33	0.00	0.00	NX	33	0.00173	-0.00051
NP	34	0.00	20.25	NX	34	0.79493	88.39206
NP	35	-31.82	9.21	NX	35	-2.19875	-0.51255
NP	36	0.00	0.00	NX	36	-6.39507	90.42130
NP	37	0.00	0.00	NX	37	-13.27372	2.99750
NP	38	0.00	-9.85	NX	38	2.32960	87.80621
NP	39	-63.65	1A.42	NX	39	-14.05036	3.24629
NP	40	0.00	0.00	NX	40	-4.95209	"0.01476
NP	41	0.00	0.00	NX	41	-23.18555	6.29029
NP	42	0.00	-9.85	NX	42	3.32098	87.41142
NP	43	-63.65	18.42	NX	43	-23.18555	6.29029
NP	44	0.00	0.00	NX	44	-3.50910	89.60822
NP	45	0.00	0.00	NX	45	-29.25644	8.38120
NP	46	0.00	-9.85	NX	46	3.08191	87.4"551
NP	47	-63.65	18.42	NX	47	-30.24336	8.69736
NP	48	0.00	0.00	NX	48	-1.75330	89.06926
NP	49	0.00	0.00	NX	49	-32.50523	9.54463
NP	50	0.00	-9.85	NX	50	1A8365	87--3967
NP	51	-63.65	18.42	NX	51	-32.50523	9.54463
NP	52	0.00	0.00	NX	52	0.00250	88.53032
NP	53	0.00	0.00	NX	53	-32.58763	9.68993
NP	54	0.00	0.00	NX	54	0.00251	88.73569
NP	55	-63.65	18.42	NX	55	-31.26768	8.98293
NP	56	0.00	0.00	NX	56	1.75830	87.93411
NP	57	0.00	0.00	NX	57	-32.50520	9.91492
NP	58	0.00	9.85	NX	58	-1.87863	88.60577
NP	59	-63.65	1A.42	NX	59	-32.50520	9.91492
NP	60	0.00	0.00	NX	60	3.51409	87.33791
NP	61	0.00	0.00	NX	61	-2--25644	"1"504
NP	62	0.00	9.85	NX	62	-3.07688	"0.27214
NP	63	-63.65	18.42	NX	63	-30.24335	9.51114
NP	64	0.00	0.00	NX	64	4.95706	86.71817
NP	65	0.00	0.00	NX	65	-23.18552	7.20518
NP	66	0.00	9.85	NX	66	-3.31594	90.50999
NP	67	-63.65	18.42	NX	67	-23.18552	7.2051A
NP	68	0.00	9.85	NX	68	-2.32453	90.46103
NP	69	-63.65	18.42	NX	69	-14.05033	4.19319
NP	70	0.00	0.00	NX	70	6.40001	86.09964
NP	71	0.00	0.00	NX	71	-13.27369	3.94440
NP	72	0.00	0.00	NX	72	-0.00173	0.00058
NP	73	0.00	4.92	NX	73	-0.78"86	0.08044
NP	74	-31.82	9.21	NX	74	-2.19877	-0.23628
NP	75	0.00	0.00	NX	75	-0.00125	0.00167
NP	76	0.00	0.00	NX	76	6.41703	85.73734
NP	77	0.00	0.00	NX	77	-1.98183	-0.29029
NP	78	0.00	0.00	NX	78	0.00163	0.00427
NP	79	0.00	0.00	NX	79	6.67801	62.99757
NP	80	-31.18	-39.39	NX	80	-1.63755	-0.37599

Figura E2-6e

LOADING CONDITION NO. 1				LOADING CONDITION No. 2			
MEMBER	AXIAL FORCE, KN	DESIGN END MOMENTS CORRECTED FOR FEM AND WIND (NEAR END FIRST, KN-M)		MEMBER	AXIAL FORCE, KN	DESIGN END MOMENTS CORRECTED FOR FEM AND WIND (NEAR END FIRST, KN-M)	
1	-149.40	10.02	0.00	1	-143.43	-352.62	-0.00
2	472.27			2	537.40		
3	-487.43			3	-502.25		
4	0.00			4	0.00		
5	472.27			5	537.38		
6	-128.50			6	-200.52		
7	-358.84			7	-400.24		
8	31.18			8	48.62		
9	347.52			9	342.77		
10	-139.46			10	-217.47		
11	-230.21			11	-208.25		
12	62.36			12	97.24		
13	222.78			13	148.20		
14	-155.90			14	-243.13		
15	-101.71			15	-16.28		
16	92.54			16	145.88		
17	98.06			17	-46.34		
18	-176.38			18	-275.06		
19	26.85			19	175.72		
20	124.12			20	194.50		
21	-26.66			21	-240.86		
22	-109.65			22	-311.34		
23	155.41			23	367.71		
24	-543.01	-190.09	-313.62	24	-206.19	-941.52	-102.91
25	-387.11	313.62	338.9	25	-23.85	1172.9	296.55
26	-318.24	-338.99	120.58	26	78.73	-296.54	-53.07
27	-318.24	-120.58	0.00	27	78.73	53.08	-0.00
28	3.71			28	22.23		
29	320.24			29	-112.97		
30	-174.54			30	34.66		
31	-63.65			31	20.39		
32	313.45			32	-88.31		
33	-219.49			33	79.83		
34	-174.54			34	44.70		
35	0.00			35	0.00		
36	313.45			36	-88.31		
37	106.53			37	-41.63		
38	-344.76			38	118.12		
39	-63.65			39	20.39		
40	381.40			40	-111.01		
41	-30.92			41	17.06		
42	-344.76			42	128.16		
43	0.00			43	0.00		
44	381.40			44	-111.01		
45	-38.95			45	6.58		
46	-341.21			46	142.80		
47	70.18			47	-37.59		
48	381.40			48	-129.51		
49	-38.95			49	35.14		
50	-341.21			50	142.80		
51	0.00			51	0.00		
52	381.40			52	-129.51		
53	-30.92			53	-17.59		
54	-344.76			54	156.05		
55	-63.65			55	20.39		
56	313.44			56	-134.49		
57	106.53			57	-5.28		
58	-344.76			58	146.01		
59	0.00			59	0.00		
60	313.44			60	-134.49		
61	-219.49			61	33.67		
62	-174.54			62	115.59		
63	-63.65			63	20.39		
64	3.70			64	-18.10		
65	320.24			65	-62.62		
66	-174.54			66	105.54		
67	-318.24	120.61	0.00	67	59.42	206.89	-0.00
68	-318.24	338.95	-120.61	68	59.41	104.18	-206.90
69	-387.11	-313.63	-338.9	69	24.40	-90.00	-104.18
70	-543.02	190.09	313.63	70	-123.31	-140.66	90.00
71	155.41			71	30.08		
72	-194.66			72	-252.22		
73	-26.66			73	113.70		
74	124.73			74	157.56		
75	26.85			75	-132.34		
76	-176.39			76	-222.83		
77	98.07			77	211.24		
78	93.55			78	118.18		
79	-101.72			79	-294.79		
80	-155.92			80	-196.96		
81	221.11			81	428.79		
82	62.37			82	78.79		
83	-230.30			83	-451.23		
84	-139.47			84	-116.20		
85	347.56			85	586.36		
86	31.18			86	39.40		
87	-358.88			87	-619.71		
88	-128.61			88	-162.48		
89	472.33			89	743.96		
90	0.00			90	0.00		
91	-487.49			91	-182.21		
92	472.33			92	743.95		
93	-149.41	-10.03	-0.00	93	-171.83	-184.61	-0.00

Figura E2-6f.

PROBLEMAS

Los problemas que aparecen a continuación son de dos tipos. Los cuatro primeros problemas tienen como fin que el estudiante aprenda a usar el programa de computadora que aparece en el Apéndice para resolver los problemas estructurales. (Se pueden usar también otros programas de computadora tales como el STRESS o el STRUDL, pero es probable que el programa del Apéndice sea más rápido de manejar). Úsese $E = 200\,000$ MPa o $29\,000$ kips/pulg². Se obtendrán los resultados en unidades pie lb s o SI, según lo solicite el profesor.

Se debe elegir uno de los tres últimos problemas para ser usado en el diseño de los proyectos que se deben resolver junto con otros problemas de los capítulos subsiguientes.

2-1 En la viga siguiente: Obténgase una sección W que limite la deflexión en el punto A a 1 pulg ó 25 mm. Nótese que todos los NPE(2) se pueden volver NPPI.

Respuesta: $M_A = 171.6$ pie-kips, 6236.2 kN·m.

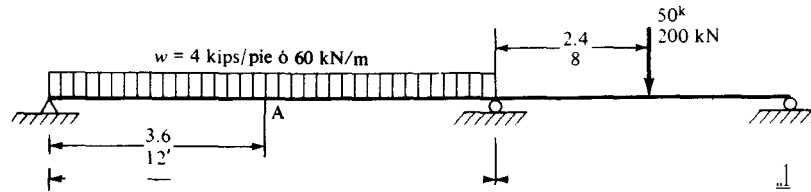


Figura P2-1

2-2 Se presenta la siguiente estructura académica. Hállese una sección W que limite la deflexión en el punto A a 0.5 pulg ó 12.5 mm.

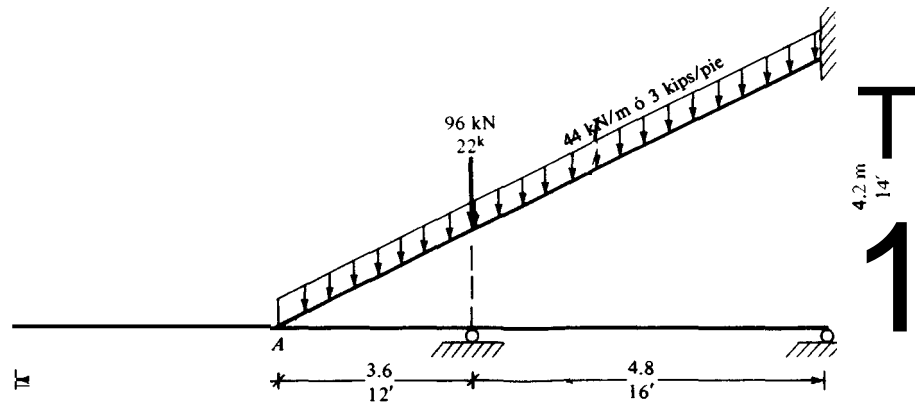


Figura P2-2

2-3 Para la armadura dada y las cargas muertas mostradas aplicadas a la cuerda superior, y donde se utiliza un par de angulares de tamaño constante, con los lados largos espalda con espalda para las cuerdas tanto superior como inferior. hállese un angular de tamaño tal que o bien se use el mayor par obtenible, o la deflexión en el punto C se limite a 2 pulg ó 50 mm, para la carga viva móvil mostrada.

Se aplicará la carga viva solamente en los puntos B , E , y D y no en puntos intermedios. Use $E = 29000$ kips/pulg² ó 200000 MPa. La carga viva es de 20 kips o 90 kN, y se aplicará a un solo nudo cada vez, junto con la carga muerta.

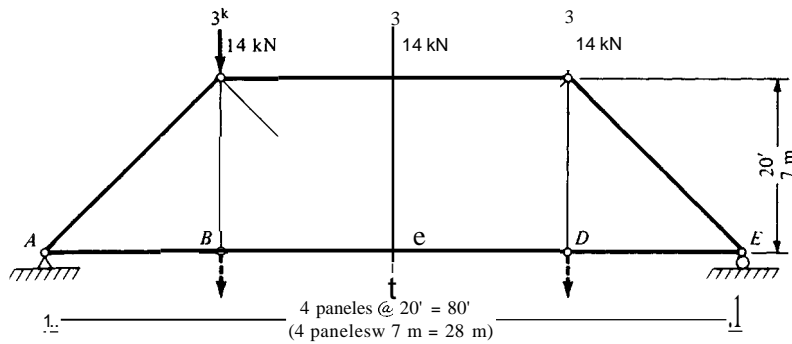


Figura P2-3

2-4 Itérense los cálculos para el marco mostrado en la figura, hasta obtener que la deflexión lateral y la deflexión vertical en el punto E no sean mayores de 0.5 pulg. o 12.7 mm. No será aceptable el uso de la más pesada sección W , hasta que se pueda demostrar que es el único camino viable. Otros datos:

Carga muerta de techo $= 22 \text{ lb/ft}^2$ (o el equivalente métrico de la tabla)

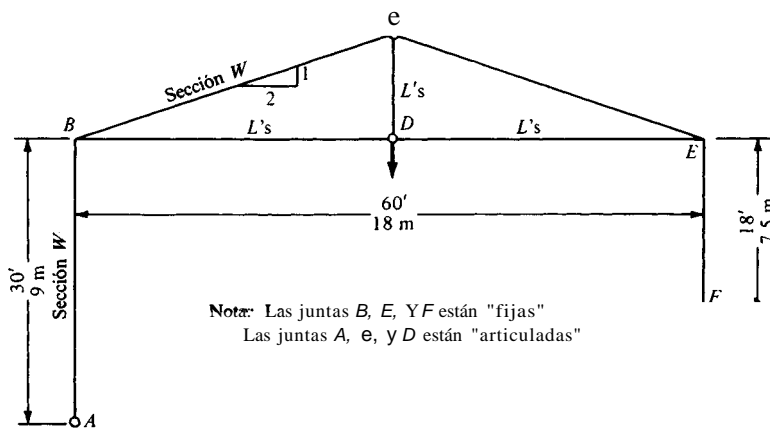
Nieve $= 30 \text{ lb/ft}^2$

Viento = Valor del *NBC* (considérese una altura de 9 m en los puntos B y E , para el viento en cualquier dirección).

Carga vertical colgada de un malacate en el punto $D = 20$ kips o 90 kN

Espaciamiento de las armaduras $= 25$ pies u 8 m

Se debe tratar de que las iteraciones no pasen de cinco.



Nota: Las juntas B , E , y F están "fijas"
Las juntas A , e , y D están "articuladas"

Figura P2-4

Problemas de diseño

Comentarios generales. Se sugiere resolver uno o más de los siguientes problemas usando algunas estimaciones preliminares de A e I , que sean apropiados al problema. Las soluciones se deben dibujar con cuidado a fin de que muestren claramente las dimensiones generales, codificación y las dimensiones de cualquier miembro usado, o alguna otra suposición. Los cálculos de diseño para las cargas vivas, muertas, de viento, y de nieve, o las cargas de camión se deben tabular cuidadosamente de tal modo que sea posible identificar fácilmente los errores gruesos. Se deben enunciar todas las suposiciones e indicar el lugar donde se obtuvieron las cargas de diseño, tales como cargas vivas de piso, cargas de nieve, etc. (National Building Code, Uniform Building Code, etc.),

Estas soluciones y datos de diseño se deben conservar en una libreta de notas para que los diversos elementos se diseñen en capítulos subsiguientes, según se considere conveniente. Al final, o cerca del final del curso, el problema se volverá a programar usando los valores de diseño para un nuevo cálculo. Se deben inspeccionar los elementos para asegurarse que son apropiados y, en el caso que se disponga de tiempo suficiente, se debe repetir el problema varias veces para llegar a una mejor solución.

Este es un plan académico de trabajo; por consiguiente, es preciso omitir un número considerable de detalles de trabajo en el interés del tiempo disponible. El estudiante debe limitar las condiciones de carga investigadas en las estructuras de los edificios a

Carga muerta + carga viva
 Carga muerta + carga viva + carga de nieve
 Carga muerta + carga viva en crujeas alternas + carga de nieve (opcional)
 Carga muerta + carga viva + carga de viento (el último NLC = 4)

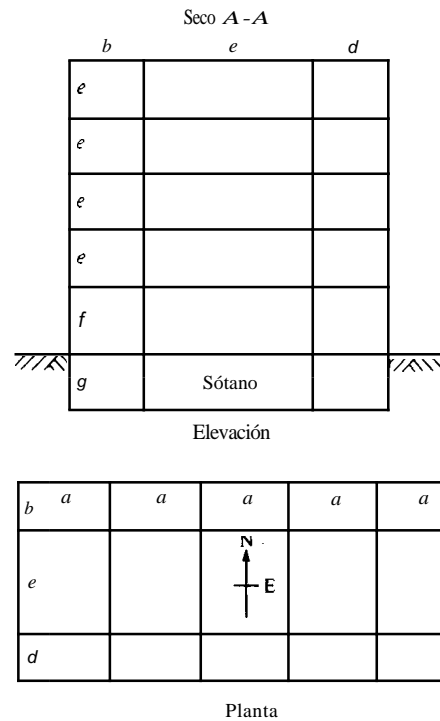


Figura P2-S

Este número de NLC para las estructuras de edificios se pueden resolver en una sola corrida de la computadora (si se introducen correctamente los datos). Es preciso fijarse que habrá cuatro tarjetas (una para cada NLC) a continuación de cada tarjeta de datos de los miembros de vigas, y con NPE(7) = 0 para esta tarjeta (todas son vigas).

2-5 En la figura P2-5 se muestra un marco para un edificio de oficinas. Se supone que todas las escaleras y elevadores están situadas en el lado oeste. Trácese una razonable distribución en la planta de piso (que será la misma en todos los pisos) para los corredores y espacio de oficina, y, utilizando los datos apropiados de los códigos de construcción, calcúlense las cargas de piso, la reducción en las cargas vivas, etc., y estimando las relaciones entre A_e del orden de 1.2 a 1.5 (o sea, $/$ de la viga = $1.2/c_{ol}$ y limitando las columnas a las secciones W12 ó W31O). Obténganse y establézcanse las dimensiones basándose en la siguiente tabla. La tabla de datos está dispuesta de tal modo que se pueden desarrollar un grupo de diferentes problemas. Los resultados de la computadora serán algo diferentes, dependiendo de los datos de entrada (aunque algunos miembros llegarán a tener las mismas dimensiones según avance el diseño),

Dimensiones	pie lb s	SI, m
Parte <i>a</i>	26 pies \pm 2 pies	8.0 \pm 0.6
<i>b</i>	13 pies 8 pulg \pm 16 pulg	4.20 \pm 0.40
<i>e</i>	30 pies \pm 2 pies	9.1 \pm 0.60
<i>d</i>	Igual que <i>b</i>	Igual que <i>b</i>
<i>e</i>	12 pies 2 pies	3.75 \pm 0.15
<i>f</i>	14 pies 1 pie	4.20 \pm 0.30

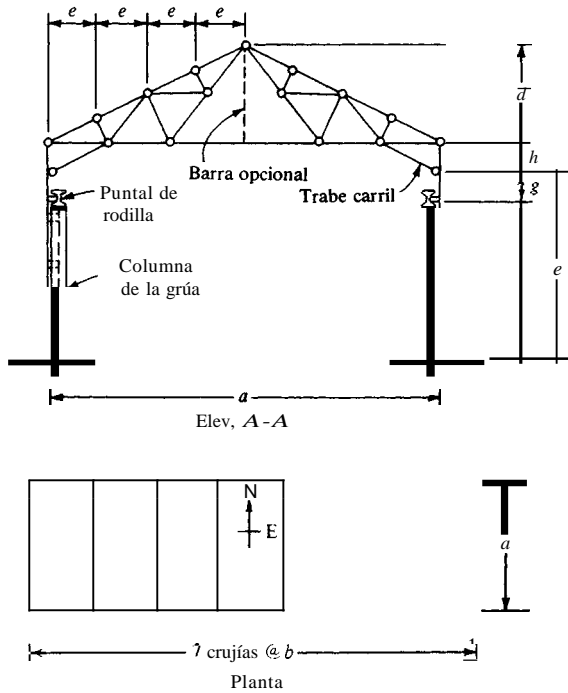


Figura P2-6

2-6 Dado el marco de la figura P2-6, que muestra un edificio para usos industriales, supóngase al comienzo que la carga de la grúa produce un empuje lateral en la columna de un valor de 5 kips ó 22 kN. Nótese que este análisis no incluirá todos los NLC de la estructura del edificio del problema 2-5.

Usense las dimensiones siguientes para analizar el problema que se considera.

Dimensiones	pie lb s pie	SI, m
Parte a^a	60 ± 1.5	18.4 ± 0.40
b	30 ± 3.0	9.1 ± 1.0
e	29 ± 0.5	8.8 ± 0.20
d	13.75 ± 0.5	4.20 ± 0.15
e	7.5 ± 0.5	2.3 ± 0.2
f	20.0 ± 2.0	6.1 ± 0.6
g	3.25	1
h	6.0 ± 1.5	2.0 ± 0.5

^a Esta dimensión debe ser consistente con la dimensión e

Notas:

1. El puntal de rodilla se articula a la columna, pero esta última es continua hasta llegar a la armadura.
2. La carga lateral de impacto de la grúa se aplicará en el punto de unión de la trabe carril con la columna, como se muestra en la figura.
3. Se puede usar un miembro vertical opcional para reducir el valor KL/r de la cuerda inferior. En el caso de que se use este miembro, debe estar articulado a la cuerda inferior, pero esta última será continua a través de la conexión (por lo que experimentará flexión).
4. Hágase un dibujo indicando donde se podrían colocar los contravientos, pero no se haga el diseño.

2-7 Dada la armadura para un puente de carretera, la que se muestra en la figura P2-7, efectúese un análisis por computadora para la carga estándar de camión que asigne el instructor. Usense las siguientes dimensiones y datos iniciales:

Dimensiones/sección,	pie lb s: 25 \pm 3 pies	SI: 7.5 \pm 1 m
Miembros		
Cuerda inferior (1, 4, ..., 21, 25)	W8 x 48	W200 x 71.4
Cuerda superior (6, 10, 15, 19, 23)	2C12 x 30	2C305 x 44.6
Verticales (3, 7, ..., 20, 24)	W8 x 40	W200 x 59.5
Diagonales excepto 2, 13, 14, 26	W8 x 40	W200 x 50.5
Diagonales 2, 26	2C12 x 30	2C305 x 44.6
Diagonales 13, 14	2 L3 $\frac{1}{2}$ x 3 x $\frac{7}{16}$	2 L89 x 76 x 11.1

- Usense incrementos de 0.5 pies ó 0.15 m para obtener $s = 25, 25.5-28$ pies.

2-8 Dada una armadura de tablero inferior para el puente de ferrocarril que aparece en la figura P2-7, efectúese un análisis por computadora para cargas Cooper E-80 ó E-110, según indique el instructor. Tómese un espaciamiento de 17 pies ó 5.2 m e.a.e. Se aconseja que las áreas tentativas de las secciones

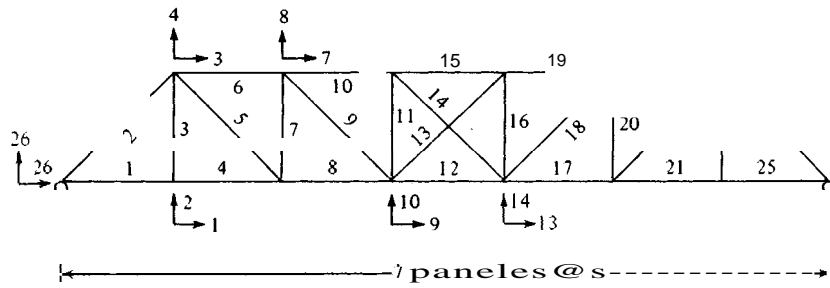


Figura P2-7

que se muestran en el problema 2-7, para la armadura de un puente de carretera se dupliquen aproximadamente para la primera operación de cálculo de la computadora.

Notas (para los problemas 2-7 y 2-S):

1. Los datos para la sección dada pueden ser aplicables a las dimensiones básicas y la carga HS 20.
2. Al aumentar o disminuir la longitud de los paneles puede que sea necesario cambiar las dimensiones preliminares de la sección (un paso de aumento o uno de disminución).
3. Es necesario obtener líneas de influencia (o su equivalente) para determinar las fuerzas máximas y mínimas en los miembros. También se deben considerar el impacto y la carga muerta.
4. Se puede usar el programa para las líneas de influencia que se presenta en el Apéndice, para perforar un juego de tarjetas de la matriz de cargas, para el programa de análisis de las cargas de las ruedas en puntos previamente seleccionados a lo largo del claro. Se aconseja usar incrementos de 5 pies o 1.5 m para la distancia entre ruedas.
5. No se diseñe ningún tipo de contraventeo o soporte lateral, ya que no se dispondrá del tiempo suficiente.

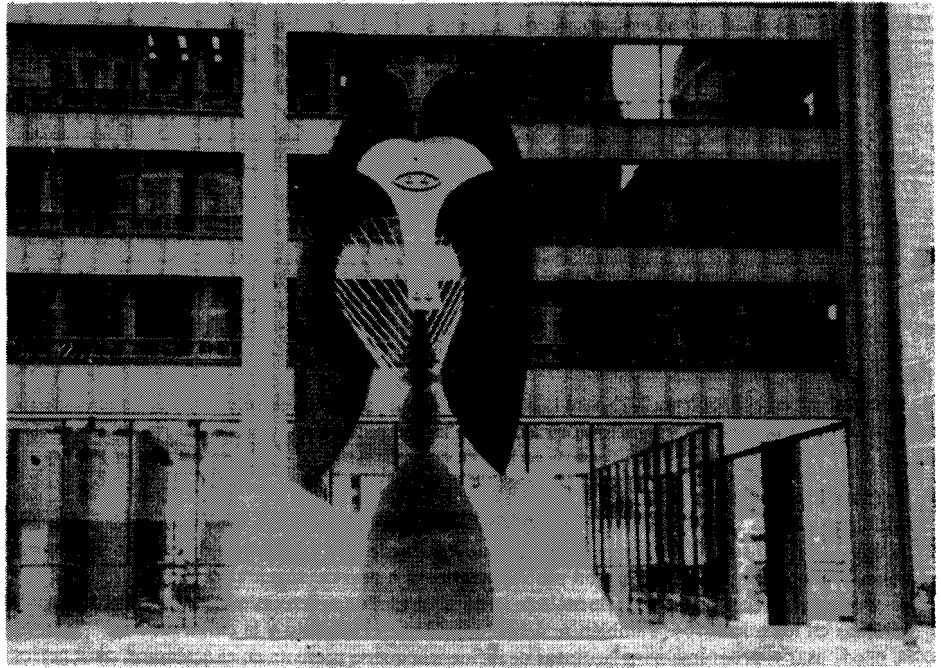


Figura 111-1 El "Picasso" de Chicago. Una enorme escultura a base de acero resistente a la corrosión, diseñada por Picasso. Nótese el edificio del fondo en que se utiliza una estructura de marco de acero.

COMPORTAMIENTO ELASTICO, PLASTICO y POR PANDEO DEL ACERO ESTRUCTURAL

3-1 INTRODUCCION

Hay dos modos en el comportamiento estructural bajo esfuerzo que revisten particular importancia y que tienen considerable influencia en el diseño de los miembros de acero. Uno de estos modos es el comportamiento del acero en la región plástica de la curva de esfuerzo-deformación (véase figura 1-3b). Antes de la década de los setenta, este comportamiento particular por lo general se conocía como "comportamiento plástico". Actualmente, se usa con bastante frecuencia el término comportamiento inelástico; sin embargo, el lector debe proceder con cautela al usar el término "comportamiento inelástico", ya que muchas personas todavía restringen el término comportamiento inelástico a la región de deformación posterior al inicio del endurecimiento por deformación.

La tendencia de los miembros estructurales a pandearse bajo el efecto de esfuerzos de compresión constituye una segunda característica de comportamiento de particular interés. Se puede definir el "pandeo" como la súbita flexión, alabeo o arrugamiento del elemento bajo esfuerzos de compresión. Las placas, así como las columnas, se diseñan usando ecuaciones que se han deducido como una combinación de la teoría y las pruebas de laboratorio y del reconocimiento de la existencia del pandeo en presencia de los esfuerzos de compresión. Estos dos modos de comportamiento se consideran con brevedad en este capítulo, para proporcionar la teoría necesaria para los capítulos posteriores de diseño,

En el diagrama de esfuerzo-deformación del acero se muestra en la figura 1-3b se indica que el comportamiento del material es casi lineal hasta el límite proporcional ($E = \sigma/\epsilon$), es elástico hasta el límite elástico (E_y), (las deformaciones son recuperables) y se muestra un comportamiento plástico (del tipo inelástico) hasta el inicio del endurecimiento por deformación E_{st} . El comportamiento plástico se puede describir como la deformación debida a la ductibilidad del acero y que ocurre bajo esfuerzo constante por encima del límite elástico. Después de cierta cantidad de deformación plástica, el acero tiende a endurecerse por deformación, y es posible un aumento en la carga, acompañado por deformaciones adicionales. Esta región de la curva de esfuerzo-deformación representa una capacidad adicional de reserva de resistencia del acero, más allá del límite elástico. La pendiente de la curva después del inicio del endurecimiento por deformación proporciona el *módulo de endurecimiento por deformación* (llamado a veces módulo tangente; sin embargo, se puede definir un módulo tangente desde el inicio de la deformación más allá del límite proporcional).

Los ingenieros estructuralistas diseñan comúnmente los miembros de acero para que funcionen en la parte elástica de la curva de esfuerzo-deformación. Algunos ingenieros utilizan la región plástica de la curva como base del diseño, aunque las cargas reales producen esfuerzos que están en la región elástica de la curva de esfuerzo-deformación. Muchas de las ecuaciones usadas en el diseño elástico, especialmente las que se utilizan con columnas cortas y vigas armadas, se basan en el comportamiento del acero en la región inelástica.

3-2 TEORIA ELASTICA y TEORIA PLASTICA DE DISEÑO

A mediados de la década de los cincuenta y a comienzos de la década de los sesenta se hicieron considerables investigaciones, en varios de los laboratorios estructurales de las principales universidades para desarrollar un método de diseño de acero basado en el comportamiento del material dentro de la región plástica de la curva de esfuerzo-deformación. Estas investigaciones tuvieron gran éxito como nuevo auxiliar de trabajo hasta la general disponibilidad y uso de las computadoras digitales. El uso generalizado de las computadoras digitales con su gran facilidad para resolver estructuras, usando los métodos elásticos (clásicos), y en particular el método de la rigidez en la formulación de los problemas, puso de moda dichos métodos, de modo que, actualmente se hace poco uso del concepto plástico de diseño. Sin embargo, como se ve a continuación, el diseño plástico es un método muy rápido para muchas vigas y marcos rígidos de un solo piso, y a menudo da por resultado miembros algo más económicos (de peso más ligero). No tiene ventaja alguna en especial, la utilización de la computadora digital en el diseño de esas diversas estructuras.

El diseño elástico se basa en la premisa de que el esfuerzo es proporcional a la deformación, de modo que las secciones planas antes de aplicar el esfuerzo lo

† Aquí se utilizará el término "diseño plástico" para referirse a un método de diseño en que se aprovecha el hecho de que la curva de esfuerzo-deformación es casi plana desde ϵ_y a ϵ_{st} .

siguen siendo después de su aplicación, por lo que para una carga axial el esfuerzo se calcula directamente como

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

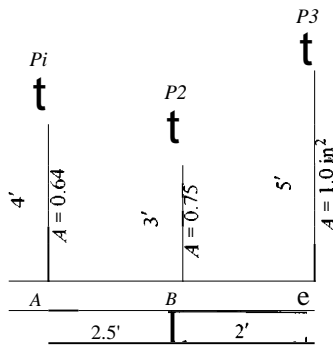
y la correspondiente deformación es $e = PLIAE = f_a LIE = \epsilon L$. Se usa la conocida ecuación de la mecánica de los materiales para los esfuerzos de flexión.

$$f_b = \frac{Mc}{I} = \frac{M}{S}$$

No se debe olvidar que mientras los esfuerzos estén en la región elástica, será válido el principio de la superposición de efectos y que tampoco es importante el orden de aplicación de las cargas. Por lo común, el principio de superposición no es válido, para deformaciones más allá de ϵ_y . Las deflexiones no se pueden calcular de manera tan directa para las cargas de flexión como para las cargas axiales; sin embargo, es posible usar las ecuaciones diferenciales de una viga que se dan en la sección 2-2, para calcular la pendiente y deflexión de la viga. Se pueden obtener soluciones de forma cerrada utilizando dichas ecuaciones, pero serán válidas sólo para la viga dada, su geometría, y cargas.

Con el siguiente ejemplo se ilustra el concepto de "análisis elástico".

Ejemplo 3-1 Una estructura está formada por tres barras de acero A-36 con $F_y = 36$ k/pulg², conectadas por una barra rígida ABC , de tal modo que existe traslación vertical pero no rotación en ésta (figura E3-1). Se pide encontrar la fuerza axial en cada miembro.



30k

Figura EJ-1

SOLUCION Se debe tener en cuenta que para que el miembro ABC no tenga rotación, debe haber compatibilidad de desplazamientos entre la longitud de los miembros y las áreas de las secciones transversales.

$$P_1 + P_2 + P_3 = 30 \text{ kips} \quad (a)$$

Como el miembro ABe es rígido y no rota,

$$e_1 = e_2 = e_3 = e \quad (b)$$

De la mecánica de los materiales,

$$e_i = \frac{P_i(48)}{0.64 \times 29 \times 10^3} \quad e_2 = \frac{P_2(36)}{0.75 \times 29 \times 10^3} \quad e_3 = \frac{P_3(60)}{1.0 \times 29 \times 10^3} \quad (c)$$

La ecuación adicional que se necesita para resolver las fuerzas en las barras (tres ecuaciones con tres incógnitas), se obtiene tomando momentos en un lugar conveniente (sea el punto B), para obtener

$$2.5P_1 - 2P_3 = 0$$

$$P_1 = \frac{2}{2.5} P_3 = 0.8P_3$$

De las ecuaciones (c) y (b),

$$e_i = e^3 = \frac{0.8P_3(48)}{0.64(29 \times 10^3)} = \frac{1.0P_3(60)}{1.0(29 \times 10^3)}$$

de donde se obtiene

$$60P_3 = 60P_3 \text{ que comprueba que los desplazamientos son constantes}$$

Además, de la ecuación (c):

$$\frac{48P_1}{0.64(29 \times 10^3)} = \frac{36P_2}{0.75(29 \times 10^3)}$$

$$P_2 = 1.5635P_1$$

$$P_2 = 1.5625(0.8P_3) = 1.25P_3$$

Al sustituir ahora en la ecuación (a), se obtiene

$$0.8P_3 + 1.25P_3 + P_3 = 30 \text{ kips}$$

$$P_3 = 30/3.05 = 9.836 \text{ kips}$$

$$P_2 = 1.25(9.836) = 12.295 \text{ kips}$$

$$P_1 = 0.8(9.836) = 7.869 \text{ kips}$$

$$\text{Total} = 30.000 \text{ kips} \quad \text{comprueba}$$

Sustituyendo estos valores en cada una de las ecuaciones (e) se obtiene $(e) = 0.02035$ pulg (lo que debe verificar el alumno),

Ahora se pasa a reconsiderar el ejemplo 3-1 usando el "análisis plástico" en el siguiente ejemplo.

Ejemplo 3-2 En el dibujo de la figura E3-2 (el mismo que el del ejemplo 3-1), ¿cuáles serán las fuerzas en las barras, cuando las tres hayan fluído plásticamente?

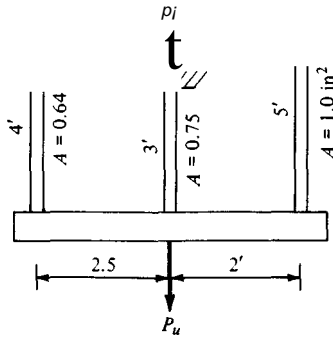


Figura EJ-2

SOLUCION Es preciso aplicar una carga factorizada de magnitud suficiente para que $f_a = F_y$ en las tres barras. En este caso, las fuerzas en las barras son sencillamente

$$P_1 = A_1 F_y \quad P_2 = A_2 F_y \quad P_3 = A_3 F_y$$

Además,

$$P_1 + P_2 + P_3 = P_{\text{última}} \quad \text{o simplemente } P_u$$

$$P_u = 36(0.64) + 36(0.75) + 36(1.0) = 84.04 \text{ kips}$$

Como la carga real es de sólo 30 kips, el factor de carga es P_u/P :

$$LF = \frac{84.04}{30} = 2.87$$

Son pertinentes algunos comentarios:

1. El análisis plástico es mucho más sencillo.
2. La barra rígida **ABe** rotará bajo la carga aplicada $P_u = 84.04$ kips, lo que no era el caso en el análisis elástico. ¿Por qué?

3. El análisis elástico (ejemplo 3-1) indica que la barra 2 cede primero. ¿Por qué? Cuando $F_y = 36$ kips/pulg- en la barra 2, ésta no soporta carga adicional sino que meramente se alarga con cualquiera carga adicional que soporte cualesquiera de las barras adyacentes, hasta que lleguen a su vez a F_y . Cuando se alcanza F_y en la barra 2, la carga en dicha barra es $P_2 = 0.75(36) = 27$ kips.

Estableciendo una proporción con el ejemplo 3-1, la carga en este punto será

$$P = \frac{27.0}{12.295} (30) = 65.88 \text{ kips} \quad \text{///}$$

El comportamiento de las vigas basado en el análisis plástico es similar al problema de las barras. Considérese la viga de la figura 3-1. Si se aplica un momento flector a la sección, la curva de momento-rotación ($M-\phi$) será lineal hasta M' ; Desde el momento en que la fibra más esforzada de la viga está sometida al esfuerzo F_y (el que produce el momento de fluencia M_y) hasta el punto en que todas las fibras de la viga estén sometidas a ese mismo esfuerzo F_y (que puede ser a tensión y compresión dependiendo del lado del eje neutro que se investiga) y que produce el momento plástico M_p , la curva no será lineal. Cuando se llega a M_p , la viga gira sencillamente en este punto, sin aumento adicional de la capacidad de momento (o de esfuerzo) y se dice que se ha formado una "articulación" plástica. Habrá un pequeño aumento adicional en la capacidad de momento cuando algunas de las fibras de la viga que estén más distantes del eje neutro alcancen deformaciones dentro de la región de endurecimiento por deformación. Este efecto dependerá de la geometría de la sección transversal de la viga en los patines y en el alma y, naturalmente, del claro de la viga y de las condiciones de borde. Si la viga está cargada con un momento mayor que M , (pero no M_p), y a continuación se descarga, la rama BE de la curva se obtiene con una cantidad residual permanente de rotación OE .

[Los perfiles estructurales laminados (W, M, C, etc.) contienen casi siempre esfuerzos residuales causados por el enfriamiento diferencial. Las puntas de los patines y las partes interiores del alma, al ser más delgadas y estar más expuestas, siempre se enfrían más rápidamente que las otras partes del patín. La unión entre el patín y el alma es la más gruesa y la más protegida de la sección y es siempre la última en enfriarse. Los esfuerzos residuales de *tensión* se desarrollan en aquellas partes que se enfrían al último, ya que el metal tiende a contraerse pero se ve retenido por el metal más frío. Estos esfuerzos residuales de tensión producen esfuerzos residuales de *compresión* en el metal adyacente, que se enfrió primero. La soldadura también produce esfuerzos residuales, ya que el metal caliente y la llama de corte en sus cercanías se ve restringido en su contracción por el metal más frío que lo rodea. Los esfuerzos residuales se pueden producir por el enderezamiento

Dentro de la homogeneidad del material y las tolerancias del laminado, así como las limitaciones prácticas en las medidas.

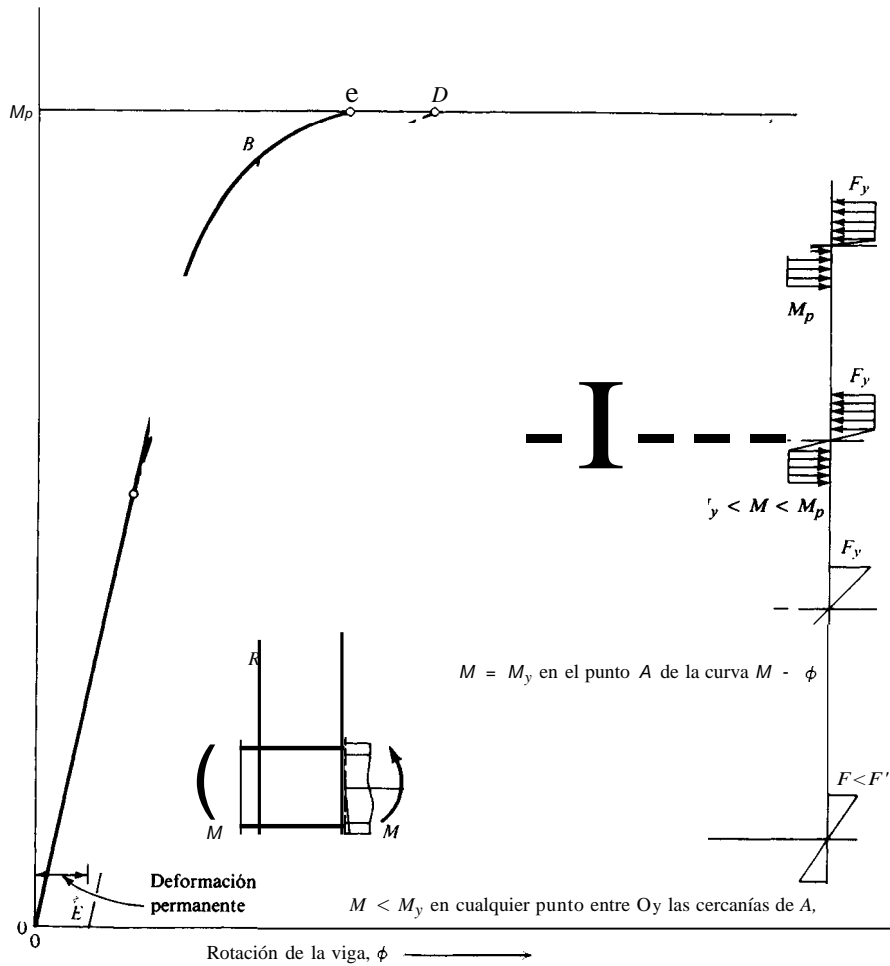


Figura 3-1 Momento vs. Rotación para un perfil W.

de los miembros doblados y durante el proceso de formado en frío de los perfiles estructurales, doblando en frío placas de metal hasta obtener la forma geométrica deseada para la sección. En cualquier caso, casi todos los miembros de acero contienen esfuerzos residuales tanto de tensión como de compresión, lo que tiende a producir una excentricidad neta en la sección transversal. En la figura 3-2 se ilustra de manera cualitativa (y algo cuantitativa) la distribución de los esfuerzos residuales debidos a causas térmicas en diversos perfiles laminados.

Los esfuerzos residuales debidos al enfriamiento diferencial tienden a depender en grado sumo de la geometría de la sección, donde las secciones más gruesas tienen esfuerzos menores. Por ejemplo, una sección W12 x 65 puede tener esfuerzos de compresión en el alma y en las puntas de los patines del orden de 15 kips/pulg., y esfuerzos de tensión en la unión entre el patín y el alma de unos 12

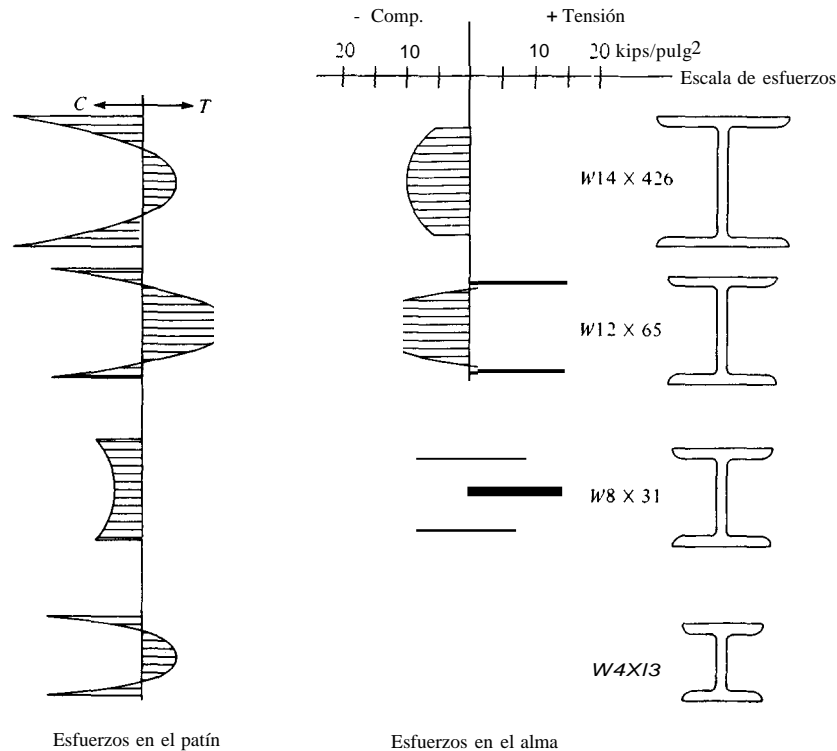


Figura 3-2 Esfuerzos residuales en los perfiles W (según Johnston *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*, 3a. ed. (Nueva York: John Wiley & Sons, Inc.))

kips/pulg-. Para una sección W14 x 426, los esfuerzos correspondientes en las puntas de los patines son de aproximadamente 20 kips/pulg-, pero en la unión entre el patín y el alma, los esfuerzos de tensión son de sólo unos 4 ó 5 kips/pulg-. Es interesante que, para una sección W8 x 31, todo el patín parece estar en compresión, con valores máximos de aproximadamente 8 kips/pulg-, mientras que el esfuerzo máximo en el alma es de aproximadamente 12 kips/pulg- (en tensión).

El momento plástico de una sección laminada es apenas afectado por la presencia de esfuerzos residuales (evidenciado en pruebas de laboratorio a escala natural), como lo indica la línea de puntos *FD* de la figura 3-1. Esto es cierto sólo si las proporciones de la sección son tales que ésta puede volverse totalmente plástica antes del inicio del endurecimiento por deformación (o sea, si la relación entre el peralte y el espesor del alma y la relación entre el ancho y el espesor del patín no son demasiado grandes).

Ahora se pasará a investigar en detalle el concepto de momento plástico, en los párrafos que vienen a continuación. Refiriéndose a la figura 3-1, el momento en la fluencia inicial es

$$M_y = S_x F_y$$

donde S ; es el módulo de sección, I/c . El momento de inercia I , y la distancia e entre el eje neutro y la fibra extrema se puede encontrar en cualquier texto de mecánica de materiales. El momento plástico, por inspección de los esfuerzos mostrados en la sección transversal de la figura 3-1, para una sección totalmente plástica, $M = M_p$ Y fijándose que el eje neutro en este lugar divide el área en dos partes, con la distancia y desde el centroide del área al eje neutro, es

$$M_p = 2F_y \frac{A}{2} \bar{y} = A\bar{y}F_y$$

El valor de $A\bar{y}$ se llama módulo plástico, Z , de modo que se puede reescribir el momento como

$$M_p = ZF_y$$

La relación z/s se llama *factor de forma*, f .

Ejemplo 3-3 ¿Cuál será el módulo de sección S_x el módulo plástico Z , y el factor de forma del perfil rectangular mostrado en la figura E3-3?

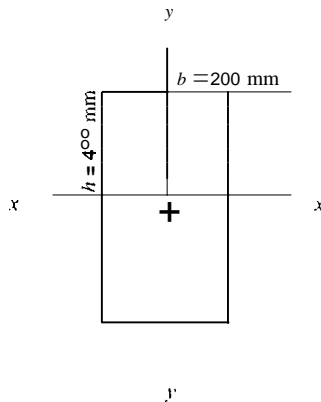


Figura E3-3

SOLUCIONES El módulo elástico de la sección se calcula usando las ecuaciones de la mecánica de materiales:

$$S = \frac{I}{c} = \frac{bh^3}{12(h/2)} = \frac{bh^2}{6}$$

$$S = \frac{200(0.4)^2}{6} = 5.333 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

El módulo plástico de la sección se obtiene como el momento estático del área con respecto al eje neutro, el que divide al área en dos partes iguales. Nótese que esto se hace necesario a fin de satisfacer los requerimientos estáticos de $\Sigma F_h = 0$ en la sección.

$$\begin{aligned}\frac{A}{2} &= \frac{bh}{2} & 2\bar{y} &= h - \frac{h}{4} - \frac{h}{4} = \frac{h}{2} \\ Z &= \frac{A\bar{y}}{2} = \frac{bh}{2} \frac{h}{2} = \frac{bh^2}{4} \\ &= \frac{200(0.4)^2}{4} = 8.00 \times 10^{-3} \text{ m}^3\end{aligned}$$

El factor de forma se calcula como

$$f = \frac{Z}{S} = \frac{8}{5.333} = 1.50 \quad ///$$

El módulo plástico y el factor de forma de un perfil W se pueden calcular de manera similar a la del perfil rectangular del ejemplo 3-3. En estos casos se hace uso conveniente de las tablas para los perfiles T, como se ilustra en el siguiente ejemplo.

Ejemplo 3-4 Calcúlese el módulo plástico de sección y el factor de forma de un perfil laminado W610 x 241.1

SOLUCION El valor de $A/2$ se obtiene fácilmente de la tabla WT (WT305 x 120.5), ya que este perfil T se obtiene dividiendo un perfil W610. El valor de \bar{y} en la tabla permite localizar el centro de área de la T, pero es con respecto al patín.

De la tabla V-18 del SSDD, se obtiene

$$\frac{A}{2} = 15.39 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \quad \bar{y} = 68.6 \text{ mm}$$

De la tabla V-3, se tiene que el peralte de una sección W610 x 241.1 es 635 mm. El área total = $30.77 \times 10^{-3} \text{ m}^2$.

$$\bar{y}_{\text{sec}} = d - 2\bar{y}_T = 635 - 2(68.6) = 497.8 \text{ mm} = 0.498 \text{ m}$$

$$Z = \frac{A\bar{y}}{2} = 15.39 \times 10^{-3} \times 0.498 = 7.664 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

El valor que se da en la tabla V-3 para $Z_x = 7.659 \times 10^{-3}$ y la discrepancia se debe a los dígitos extra que usa la computadora al calcular Z_x de manera directa contrariamente al redondeo de la tabla V-18 y el uso de 0.4978 vs. 0.498 del cálculo anterior.

De la tabla V-3, el módulo de sección de un perfil W610 x 241.1 es

$$S_x = 6.78 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

y el factor de forma, J , se puede calcular directamente como

$$f = \frac{7.659}{6.78} = 1.13 \quad \text{///}$$

El factor de forma es una medida del aumento de la capacidad del momento plástico M_p sobre el valor del momento de fluencia M_y , y se tiene

$$M_p = ZF_y = f(SF_y)$$

El valor típico de J para los perfiles W es aproximadamente 1.12, con un intervalo aproximado de 1.10 a 1.18 cuando se consideran todas las secciones laminadas.

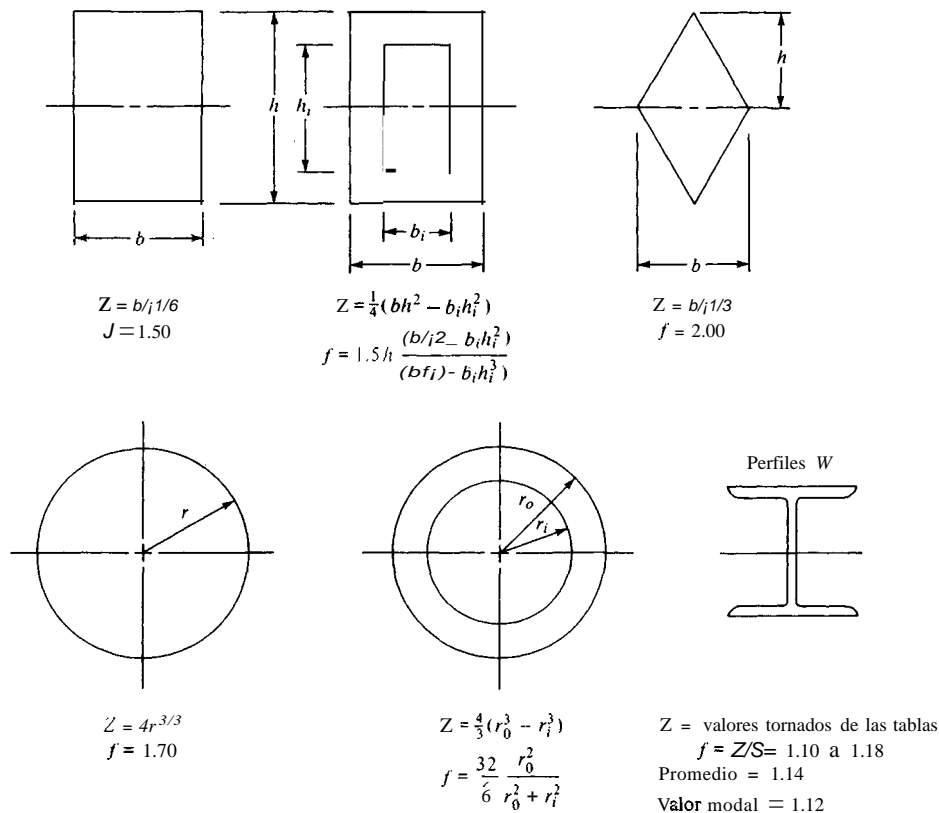


Figura 3-3 Módulo plástico de sección y factor para algunas secciones transversales escogidas.

El módulo plástico y el factor de forma para diversas secciones transversales se muestran en la figura 3-3.

3-3 FACTORES DE SEGURIDAD EN LOS DISEÑOS ELASTICOS y PLASTICOS

El diseño del acero se puede basar en la resistencia a la fluencia (en este caso se denomina diseño de estados plásticos o de límite) o en el diseño elástico. En el diseño por estados límite el análisis se efectúa con base en suposiciones plásticas de comportamiento -el miembro se sigue deformando desde ϵ_y a ϵ_{sf} sin ningún aumento en la carga (véase figura 1-3b). El diseño elástico tiene en cuenta esta característica única del acero pero limita los esfuerzos de trabajo a la región elástica de la curva de esfuerzo-deformación, donde el esfuerzo es proporcional a la deformación, lo que queda definido por el hecho de que el módulo de elasticidad sea una constante.

El método presente de diseño de las estructuras de acero se basa en el método de diseño elástico. Los procedimientos comunes de diseño elástico, como se hallan en las varias especificaciones de diseño, se basan en la relación lineal esfuerzo-deformación hasta el límite elástico, pero se reconoce implícitamente el comportamiento del acero más allá del límite elástico. El diseño elástico, como se usa comunmente, coloca el esfuerzo límite del acero en el esfuerzo de fluencia F_y . Un esfuerzo de diseño que usará el esfuerzo límite de F ; en el procedimiento de diseño elástico tendría un factor de seguridad $F = 1$. Un factor de seguridad de 1 es inaceptable, ya que no tiene en cuenta cambios futuros en el uso estructural o en los ocupantes, ni los efectos por la fatiga o la corrosión. Un valor de $F = 1$ no tendría en cuenta cambio alguno en la posición de las cargas. Por estas razones y por una cierta incertidumbre en las propiedades de los materiales (defectos, dimensiones menores de las debidas en las secciones, y pequeñas diferencias metalúrgicas en los tipos de acero), incertidumbre en las cargas, y diferencias en los esfuerzos que resultan del uso de un modelo matemático ideal para la estructura real, se requiere un valor de $F > 1$.

Idealmente, todos los elementos de una estructura de acero deberían tener el mismo factor de seguridad. No es éste el caso en la práctica. La respuesta por flexión de los miembros parece ser la que se puede predecir con mayor confianza, y dichos miembros tendrán un valor mínimo de F . Las columnas son más sensibles a la geometría de la estructura y de la sección y tienen una F con un límite inferior como sucede con los miembros a flexión. Las conexiones, cuya falla tenga por resultado un colapso estructural, tienen justamente los mayores valores de F .

El factor básico de seguridad para los miembros de acero en la construcción se obtiene de la siguiente manera. Se define como S la resistencia calculada del miembro y la carga calculada de servicio como R . El factor de seguridad se puede definir como

$$F = \frac{\text{resistencia calculada del miembro}}{\text{carga calculada de servicio}} = \frac{S}{R}$$

Hay incertidumbre tanto en las cargas de servicio como en la resistencia real del miembro, y se puede considerar la combinación que dé por resultado la más baja relación SIR . Esta combinación se puede tomar como $S - \Delta S$, y para la carga de servicio como $R + \Delta R$.

Para $F = 1$, esta nueva relación se convierte en

$$1 = \frac{S - \Delta S}{R + \Delta R} = \frac{S}{R} \frac{1 - \Delta S/S}{1 + \Delta R/R}$$

Ahora bien, si se toma $\Delta S/S = \Delta R/R = 0.25$ y fijándose en que $SIR = F$, se obtiene

$$1 = \frac{F^{0.75}}{1.25}$$

Resolviendo para F , se obtiene

$$F = \frac{1}{0.6} = 1.667 \quad \left(\text{o } \frac{5}{3} \right)$$

Este valor de F se toma como el valor básico de F para su uso en el método de diseño elástico del acero en estructuras que no sean puentes de carreteras y ferrocarriles. Los puentes de carreteras y ferrocarriles por lo general están sometidos a un ambiente más severo y a una mayor posibilidad de sobrecarga, de modo que se toma el factor de incertidumbre $\Delta S = \Delta R$ como 0.29, lo que da $F = 110.55 = 1.82$.

El valor de $F = 110.6$ se modifica a 110.66 cuando la geometría de la sección transversal sea de un tipo tal que se pueda desarrollar totalmente una articulación plástica en el punto de mayor esfuerzo. Los perfiles laminados, cuya geometría de sección sea del tipo donde se pueda desarrollar en su totalidad una articulación plástica, de modo que se pueda usar el valor básico de $F = 110.66$, se conocen como *perfiles compactos*. Los criterios geométricos para estos perfiles se considerarán en el capítulo 4.

Para el acero, A-36, y usando el factor de seguridad previamente definido, los esfuerzos básicos permisibles se convierten en

$$F_a = 0.6F_y = 0.6(36) \text{ kips/pulg-}$$

(la especificación AISC permite en este caso el uso de 22 kips/pulg-)

$$F_a = 0.6(250) = 150 \text{ MPa} \quad (\text{en unidades SI})$$

Para las especificaciones AREA y AASHTO, se tiene

$$F_a = 0.55(36) = 19.8 \text{ kips/pulg-}$$

(estas especificaciones permiten usar 20 kips/pulg- en este solo caso)

$$F_a = 0.55 (250) = 137.5 \text{ MPa}$$

Es preciso fijarse en que el redondeo opcional de 21.6 kips/pulg- a 22 kips/pulg- (como se debe hacer en el caso de cálculos manuales) puede crear una pequeña discrepancia en los cálculos si se usase una computadora digital, a menos que se introduzca en el programa de la computadora un procedimiento de redondeo para este tipo de acero. El autor sugiere que se redondee a 22 kips/pulg-, ya que es permisible y el acero A-36 es el de uso más común. No se recomienda (en este momento) redondear 137.5 MPa a 140 MPa, puesto que ya se ha redondeado algo para obtener 250 MPa a partir de 36 kips/pulg-,

3-3.1 Factor de seguridad para el diseño plástico ordinario

El factor de seguridad usado (llamado *factor de carga*) para el diseño plástico, de acuerdo con los procedimientos actuales del AISC, se obtienen usando el factor promedio de forma, \bar{f} , definido en la sección 3-2, e ilustrado en los cálculos para una forma rectangular típica en el ejemplo 3-3. En el diseño elástico con secciones compactas, el valor de $F = 110.66 = 1.52$. El valor del momento plástico es, $M_p = \bar{f}M_y$, donde el factor de forma = 1.12 como valor típico para todos los perfiles laminados W. Usando ahora el mismo valor de esfuerzo de trabajo, f_b para cualquiera de los dos métodos de diseño, se tiene

$$\frac{M_y}{1.52S} = \frac{M_p}{F_1 S} = \frac{\bar{f}M_y}{F_1 S}$$

Cancelando el módulo de sección, S, se obtiene

$$F_1 = 1.52\bar{f} = 1.52(1.12) = 1.70$$

(como se usa en la Parte 2 de las especificaciones del AISC)

Este valor de F se usa en el diseño plástico (o de estados límites), como un factor de carga por el que se multiplican las cargas de trabajo o de diseño para obtener las cargas "últimas". Los esfuerzos que se obtienen de estas cargas últimas y con base en las propiedades de la sección se comparan con el esfuerzo de fluencia, F_y , y se efectúan los ajustes hasta que el valor calculado $f_i \leq F_y$.

3-4 DEFLEXIONES DE DISEÑO PLASTICO VS. DEFLEXIONES DE DISEÑO ELASTICO

Si se desarrolla una articulación plástica en un punto a lo largo de una viga o de una columna, resultará una deflexión muy grande. Sin embargo, esta deflexión carecería de sentido pues produciría un colapso de la estructura. Ninguna estruc-

tura se diseña para que esto ocurra, de modo que la deflexión que ocurre bajo la carga real de trabajo es la que interesa. La carga de trabajo para el diseño plástico se obtiene aplicando el factor de carga de 1.7 a las cargas últimas, en w_u' , P_u , M_u' etc. Este factor asegura que las deflexiones bajo las condiciones reales de carga de trabajo tendrán valores elásticos.

Como las deflexiones plásticas producen colapso de la estructura, son las deflexiones elásticas las que tendrán alguna significación, y es por esta razón que siempre se calculan las deflexiones usando procedimientos analíticos elásticos para ambos métodos generales de diseño.

3-5 LONGITUD DE LA ARTICULACION PLASTICA

La longitud de la articulación plástica se puede derivar como sigue para una viga uniformemente cargada y con extremos fijos (refiérase a la figura 3-4). Siendo horizontal la pendiente de la curva de momentos en el centro del claro, la ordenada de la curva parabólica de momentos es

$$Y_o = M_o - (-M_p) = 2M_o \text{ para } x = \frac{L}{2}$$

La ecuación de una parábola con el origen de las equis como se muestra es

$$Y = kx^2$$

Insertando Y_o $Y_x = L/2$, se obtiene

$$y = 8M_p \left(\frac{x}{L} \right)^2 \quad (3-1)$$

Ahora es necesario encontrar un valor de x tal que $M_x = M_y = S_x F_y$. Como $y = M_o - M_y$, se tiene

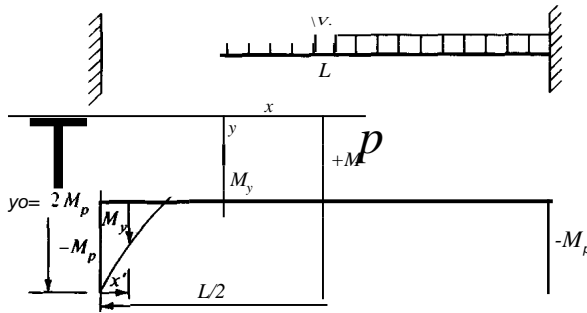


Figura 3-4 Longitud de la articulación plástica para una viga uniformemente cargada y con extremos fijos.

$$y = F_y(Z_x - S_x) = F_y(fS_x - S_x)$$

Sustituyendo y y M_p en la ecuación (3-1), se obtiene

$$8(fF_y S_x) \left(\frac{x}{L} \right)^2 = fF_y \left(1 - \frac{1}{f} \right) S_x$$

Cancelando S_x y F_y y reordenando, se obtiene para la longitud de la articulación el valor x que la define (y el que es la longitud de la articulación en la mitad del claro),

$$x = \frac{L}{2.83} \sqrt{1 - \frac{1}{f}} \quad (3-2)$$

Cuando $f = 1.12$, la longitud $2x$ de la articulación plástica en el centro de la viga es

$$\text{Larticulación} = 2 \frac{L}{8.64} \quad (\text{casi el 20 por ciento del claro})$$

La longitud de la articulación para otras cargas sobre la viga, tales como las vigas en voladizo, vigas con cargas concentradas, y para combinaciones de cargas, se puede obtener de manera similar a la que se acaba de presentar, y teniendo en cuenta el gradiente de momento (pendiente de la curva de momentos).

3-6 DISEÑO ELASTICO y DISEÑO PLASTICO

El uso del diseño plástico en vigas continuas y estructuras pequeñas de uno o dos pisos, tiene sus ventajas:

1. La rapidez en la obtención de los momentos de diseño.
2. Se economiza algo en el acero (a menudo es posible usar secciones más ligeras).
3. Da alguna idea sobre el modo de colapso y la resistencia de la estructura.

No obstante, si se compensan estas ventajas se tienen algunas desventajas:

1. La amplia disponibilidad de programas de computadora, que pueden resolver rápidamente tanto estructuras simples como complicadas, usando métodos elásticos.
2. La mayoría de los diseñadores están más familiarizados con los métodos elásticos de diseño.
3. La dificultad de obtener el modo de colapso si la estructura es razonablemente complicada.

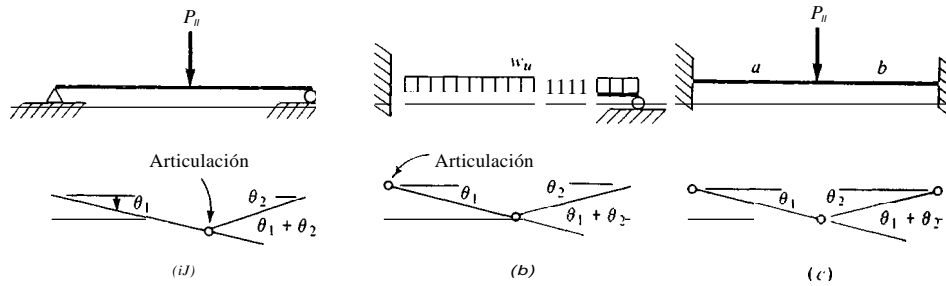


Figura 3-5 Formación de articulación plástica para diversas vigas cargadas como se muestra. (a) Viga simplemente apoyada, una articulación para la falla. (b) Viga en voladizo apuntalada, dos articulaciones para la falla. (c) Viga con extremos fijos, tres articulaciones para la falla.

4. No hay mucha economía en el diseño de las columnas (y a veces en otros miembros, dependiendo de los métodos de fabricación).
5. La dificultad en el diseño por fatiga.
6. Los requerimientos de soporte lateral son más exigentes que los del diseño elástico.

En el diseño plástico, es necesario determinar la posición de las articulaciones plásticas que se forman en aquellos lugares donde se desarrolla el M_p . Para que se desarrolle un mecanismo de colapso (donde la estructura es incipientemente inestable), es necesario que se forme un número suficiente de articulaciones. Así, una viga simple requiere una articulación, una viga en voladizo apuntalada dos articulaciones, una viga fija en los dos extremos tres articulaciones, y así sucesivamente. En la figura 3-5 se ilustran las vigas y los mecanismos de colapso para las tres vigas consideradas. El alumno debe fijarse que una viga continua es similar a una viga con extremos fijos, y que el claro exterior de una viga continua es similar a una viga en voladizo apuntalada.

Hay dos métodos de análisis que se usan comúnmente para determinar el valor de M_p cuando se ha determinado el mecanismo de colapso. Estos dos métodos son, el *método de equilibrio* (conocido también como *método estático*) y el *método del trabajo virtual*. Sólo se considerará en adelante el método de equilibrio. Este método se ilustrará con los ejemplos siguientes. El lector debe observar el hecho de que las vigas consideradas en los siguientes ejemplos producirán articulaciones (y M_p) en lugares claramente definidos. Un marco rígido que consiste en varios claros (y pisos) debe desarrollar las suficientes articulaciones para producir un mecanismo de colapso y poder efectuar un análisis plástico. La posición de estas articulaciones se debe determinar por pruebas (o sea se supone la posición de las articulaciones y se calcula M_p). El juego de articulaciones que produzca el mínimo M_p se considerará como crítico y se usará en el diseño. Este proceso iterativo no es necesario para las vigas de los ejemplos que vienen a continuación.

Ejemplo 3-5 Dedúzcase una expresión para M_p para la viga con extremos fijos que se muestra en la figura, y selecciónese un perfil W con un valor adecuado de Z para $P_w = 120$ kN.

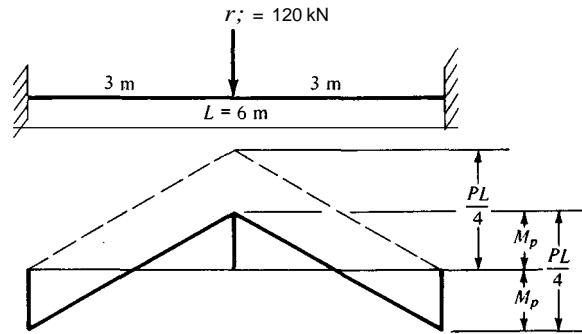


Figura EJ-5

SOLUCION Son necesarias tres articulaciones para producir un mecanismo de colapso. Nótese que se trata de una viga indeterminada de segundo grado (no hay carga horizontal, por lo que $F_h = 0$ se satisface automáticamente. Por simetría, las tres articulaciones necesarias para formar el mecanismo deben ser como se muestran en la figura E3-S. El efecto de los momentos en los extremos fijos es reducir el diagrama de momentos de la viga simple, como se muestra por las líneas punteadas. Para que se formen las articulaciones es necesario que el valor del momento sea igual a M_p y es evidente que M_p se formará primero en los extremos fijos, ya que el momento elástico es mayor en dichos puntos. Los incrementos en los momentos empujan los momentos elásticos hacia el intervalo plástico. También es evidente que el único otro punto donde se puede generar el momento M_p será debajo de la carga concentrada, puesto que el momento en este punto será el próximo lugar donde el momento elástico es lo suficientemente grande para que el aumento de P_u hasta P_u forzará al momento dentro del rango plástico. Cuando se forma esta articulación, la estructura se desploma (en teoría) y no es posible ningún aumento adicional de la carga.

Con esta consideración, se tiene (haciendo nuevamente referencia a la figura E3-S)

$$2M_p = \frac{P_u L}{4}$$

donde

$$M_p = \frac{P_u L}{8}$$

Para acero A-36, $F_y = 250\text{ MPa}$.

$$P_u = P; \text{ x factor de carga } = 120(1.7) = 204\text{ kN}$$

$$M_u = M_p = \frac{P_u L}{8} = \frac{204(6)}{8} = 153\text{ kN} \cdot \text{m}$$

El módulo plástico de sección requerido es

$$Z = \frac{153}{250} = 0.612 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

De la tabla VI-2 del SSDD, se selecciona

$$W360 \times 38.7 \quad Z_x = 0.6566 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

La viga tiene que soportar su propio peso, así que, por peso propio de la viga, el momento será $M = wL^2/8$. Para el análisis plástico se usa el mismo concepto que para la carga concentrada, lo que da

$$2M_p = \frac{w_u L^2}{8}$$

$$M_p = \frac{w_u L^2}{16}$$

Para el perfil W360 x 38.7, el peso/m = 0.38 kN/m (tabla V-3).

$$\Delta M_p = \frac{0.38(1.7)(6)^2}{16} = 1.454 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Estableciendo una proporción,

$$SZ_x = \frac{1.454}{153} (0.612) = 0.0058$$

El valor total de Z_x requerido es

$$Z_x = 0.612 + 0.0058 = 0.6178 < 0.6566 \times 10^{-3} \text{ m}^3 \text{ suministrado correcto.}$$

Se usará una viga W360 x 38.7.

Es aún necesario comprobar los requerimientos de soporte lateral. Para un diseño elástico en que se use $F_a = 0.6 F_y$ (el esfuerzo permisible de uso corriente), la viga sería

$$M = \frac{PL}{8} = \frac{120(6)}{8} = 90 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El módulo de sección requerido, S , es

$$S = \frac{90}{0.6(250)} = 0.60 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

Usese una sección W410 x 38.7.

$$\Delta S_x = \frac{0.38(6)^2}{12(150)} = 0.0076$$

$$S_{x(\text{req})} = 0.60 + 0.0076 = 0.6076 < 0.629 \times 10^{-3} \text{ suministrado} \quad \text{Correcto}$$

Por coincidencia se ha encontrado una sección que tiene exactamente la misma masa por metro: en la mayoría de los casos, las secciones obtenidas por métodos de diseño plástico son algo más ligeras que las obtenidas por diseño elástico, por lo menos cuando la viga es indeterminada. ///

Ejemplo 3-6 Dada la viga en voladizo apuntalada que se muestra en la figura E3-6, se requiere obtener una expresión general para M_p y luego diseñar la viga si $w_w = 5 \text{ kN/m}$ y $F_y = 250 \text{ MPa}$. Dedúzcase también una expresión general para la posición del M_p en el claro.

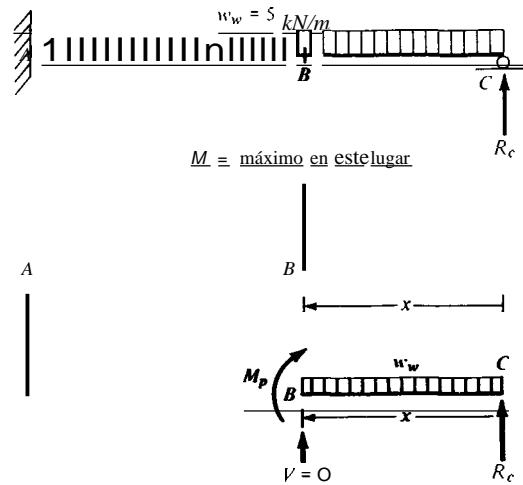


Figura E3-6

SOLUCION El mecanismo de colapso consistirá en dos articulaciones colocadas como se indican. Por estática, el momento M_p en B es un máximo. De la mecánica de materiales, $V = 0$ cuando $M = \text{máximo}$. Esto da

$$R_c = w_w x \quad (a)$$

Además, por estática, $M_B = 0$ para el segmento Bc, lo que da

$$M_p + \frac{w_w x^2}{2} - R_c x = 0 \quad (b)$$

Tomando momentos del segmento AC de la viga con respecto a A ($\Sigma M_A = 0$), se obtiene

$$M_p + R_e L - \frac{w_u L^2}{2} = 0 \quad (e)$$

Sustituyendo el valor de R_e de la ecuación (a) en la ecuación (e), y luego sustituyendo el valor de M_p de la ecuación (e) en la ecuación (b) se obtiene

$$x^2 + 2xL - L^2 = 0$$

Al resolver esta ecuación, completando cuadrados, se obtiene

$$x = 1.414L - L = 0.414L \quad (3-3)$$

Se puede ahora obtener una expresión general para M_p a partir de las ecuaciones (a) y (b):

$$M_p = 0.08579 w_u L^2 \quad (3-4)$$

Usando la ecuación (3-4) con la longitud y carga dadas para la viga, el valor de M_p es

$$M_p = 0.08579(45 \times 1.7)(6)^2 = 236.26 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Z_x = \frac{236.26}{250} = 0.9451 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

Pruébese una sección W460 x 52.1. $Z_x = 1.0861 \times 10^{-3} \text{ m}^3$, El aumento de Z_x por el peso de la viga es

$$AZ_x = \frac{0.51}{45} (0.9451) = 0.0107$$

$$Z_{x(\text{req})} = 0.9451 + 0.0107 = 0.9558 < 1.0861 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

Se usará una sección W460 x 52.1 (nótese que no se comprobó la sección para los requerimientos de soporte lateral).

Ejemplo 3-7 Para la viga continua de dos claros que se muestra en la figura E3-7, selecciónese una sección W económica usando el diseño plástico y acero A-36.

SOLUCION Son necesarias dos articulaciones para el colapso de cuando menos un claro. Los valores de M_p para alcanzar este resultado son:

Claro de la izquierda:

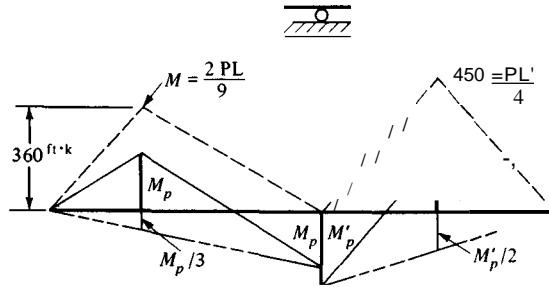


Figura EJ-7

$$M_p + \frac{M_p}{3} = \frac{2(90)L}{9}$$

$$M_p = 15L$$

Claro de la derecha:

$$M'_p + \frac{M'_p}{2} = \frac{120L'}{4}$$

$$M'_p = 20L'$$

Se usa el valor máximo de M_p obtenido de cualesquiera de los dos claros para el diseño (ya que la viga salva ambos claros usando una sección constante).

$$M_p = 15(1.7)(18) = 459 \text{ pie-kips}$$

$$M'_p = 20(1.7)(15) = 510 \text{ pie-kips} \quad \text{útese este valor}$$

$$Z = \frac{510(12)}{36} = 170 \text{ pulg!}$$

Selecciónese de la tabla 11-2 una sección W24 x 68, con $Z_x = 176.4 \text{ pulg}^3$. Compruébese *aproximadamente* el efecto del peso de la viga (si se encontrase un caso extremo, se podría justificar el trabajo adicional de realizar un análisis exacto):

$$\Delta M_p = \frac{SS_p}{2} - \frac{W L^2}{8}$$

$$\Delta M_p = \frac{2}{3} \frac{0.068 \times 1.7 \times 15^2}{8} = 2.17 \text{ pie-kips}$$

y el valor requerido de AZ_x es

$$\Delta Z_x = \frac{2.17(12)}{36} = 0.72 \text{ pulg?}$$

$Z_{x\text{total}(\text{req})} = 170.0 + 0.72 = 170.72 < 176.4$ suministrado Correcto
Se usará una sección W24 x 68, con $Z_x = 176.4$ pulg! **///**

3-7 DISEÑO POR FACTOR DE RESISTENCIA DE CARGA

El *diseño por factor de resistencia de carga* (DFRC) constituye una proposición reciente que todavía está en proceso de desarrollo como un enfoque alternativo del método de diseño elástico en uso actual. Se espera que el DFRC sea completamente aceptado por el AISC dentro de la vida útil de este texto. Este pronóstico se basa en el hecho de que este procedimiento (al menos en los detalles esenciales, conocido como *diseño de estados límites*) ya ha sido aceptado en el Canadá y otros países fuera de los Estados Unidos. Las especificaciones para puentes de la AASHTO que están actualmente en vigor (12a. edición) proporcionan un método alternativo de diseño en acero, llamado diseño por factor de carga, para vigas simples y continuas, y trabes de moderada longitud, que usan secciones compactas. Todos los diseños DFRC son muy semejantes entre sí y al procedimiento de

Tabla 3-1 Recomendaciones actuales para los ϕ factores

Condición de esfuerzo	Sugerido ^a	Canada	AASHTO
Miembros a tensión			
Fluencia (F_y)	0.88	0.90	1.0
Fractura (F_u)	0.74	0.90	1.0
Flexión			
Secciones laminadas y trabes armadas	0.86	0.90	1.0
Columnas ^b		0.90	1.0
$\eta \leq 0.16$	0.86		
$0.16 < \eta \leq 1.0$	$0.90 - 0.25\eta$		
$\eta > 1.0$	0.65		
Cortante			
Almas de vigas y trabes	0.86	0.90	1.0
Conexiones			
Tomillos ^c	0.70-1.00	0.90	
Soldaduras	0.80	0.90	

^a Véase *Journal of Structural Division, ASCE* ST9, septiembre, 1978 (contiene ocho artículos sobre el DFRC).

^b $\eta = (KL/\pi r) \sqrt{F_y/E}$ (K = factor de longitud, dado en el capítulo 6).

^c Véase sección 8-10.

diseño por resistencia que se usa para el diseño de concreto reforzado. En el DFRC, como en el concreto reforzado, se usan factores ϕ para reflejar las incertidumbres del material (en este caso, la resistencia especificada del acero, F_y). Estos factores actualmente están en estudio junto con las sugerencias indicadas en la tabla 3-1.

En el DFRC se usa una ecuación de la forma general

$$\phi R = \psi(D_d D + F_L L)$$

donde ψ = factor de análisis (también llamado factor de importancia; valor actualmente sugerido, 1.1

F_d = Factor de incertidumbre para la carga muerta con un valor sugerido de 1.1

F_L = Factor de incertidumbre para la carga viva con un valor sugerido de 1.4 según el uso a que se destine el edificio; se usan también otros valores (por ejemplo, 1.5 para máxima nieve, 1.6 para máximo viento, etc).

Las ecuaciones para las diversas cargas, incluyendo el viento y la nieve podrían ser como sigue:

$$\begin{aligned}\phi R &\geq 1.1(1.1D + 1.4L + 1.6W_{\max}) \\ \phi R &\geq 1.1(1.1D + 1.58W_{\max}) \\ \phi R &\geq 1.1(1.1D + 1.4L)\end{aligned}$$

El valor de la resistencia será por lo general, $R = F_y$ (el esfuerzo de fluencia del acero).

El objetivo general cuando se usa el DFRC es evaluar por separado cada renglón que influya sobre el diseño de una estructura más bien que "amontonar" algunos efectos en conjunto, como, por ejemplo, sencillamente añadir las cargas vivas y muertas para obtener la carga compuesta. Se usan factores mayores con aquellos aspectos que presentan mayor incertidumbre, como son las cargas de viento y de nieve (factores de carga viva de 1.5 y 1.6 contra el factor de carga muerta de 1.4) y factores menores para las propiedades de los materiales (factor ϕ y las cargas muertas, estas últimas se pueden identificar razonablemente bien, cuando menos después de que se ha diseñado la estructura. Los factores ϕ , F_s , F_L , ψ se basan en amplios estudios de probabilidad (que se siguen realizando) y que se pueden redondear positiva o negativamente con base en consideraciones conservadoras y/o prácticas.

3-8 PANDEO LOCAL DE PLACAS

Es fácil darse cuenta de que la mayoría de los miembros estructurales son conjuntos de placas planas. Las secciones W consisten de tres placas planas, dos placas

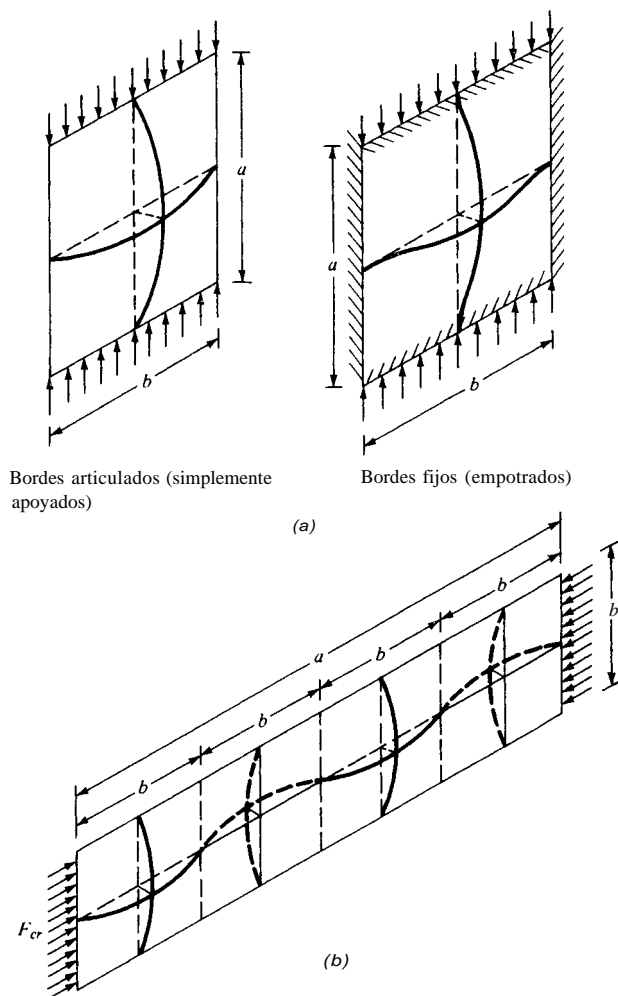


Figura 3-6 Pandeo de placas delgadas bajo esfuerzos de compresión en los bordes. (a) Pandeo de una placa rectangular. (b) Pandeo de una placa larga, rectangular.

planas forman un ángulo, y así sucesivamente. Cuando se somete una placa a esfuerzos de compresión, flexión, o cortantes, o a una combinación de los mismos esfuerzos, puede que la placa se pandee localmente antes de que falle todo el miembro.

Considérese una placa rectangular con dimensiones $a \times b$ (véase figura 3-6) libre de esfuerzos residuales, perfectamente plana, homogénea, e isotrópica que está sometida a una carga uniforme de compresión a lo largo de bordes opuestos. Bajo este esfuerzo, la placa se comprimirá uniformemente hasta llegar al esfuerzo de pandeo. Cuando se alcanza dicho esfuerzo, la placa se deflexionará en una o una serie de ondas, dependiendo de las condiciones en los bordes (condiciones de

frontera) y de la relación largo a ancho (a/b) con una redistribución resultante de los esfuerzos de compresión hasta que, con la adición de carga, toda la placa se pandee.

Según la teoría de las placas, como la proponen varias autoridades, † el esfuerzo elástico crítico de pandeo, F_{cr} es

$$F_{cr} = \frac{k_c \pi^2 E}{12(1 - \mu^2)(b/t)^2} \quad (3-5)$$

También es posible el pandeo inelástico, definido aquí como el esfuerzo crítico, F_{cr} , por encima del límite proporcional; este pandeo se puede describir con el uso de un término λ en la ecuación (3-5):

$$F_{cr} = \frac{k_c \pi^2 \lambda E}{12(1 - \mu^2)(b/t)^2} \quad (3-6)$$

Donde E = Módulo de elasticidad, 29 000 kips/pulg- ó 200 000 MPa.

μ = Coeficiente de Poisson (se puede usar 0.33 ó 0.3 para el acero).

a, b = Largo y ancho de la placa, respectivamente; nótese que F_{cr} se aplica a través del ancho b .

t = Espesor de la placa.

k_c = Coeficiente no dimensional que depende de los apoyos en los bordes, de la relación a/b y viene dada en la forma general

$$k = \left(m \frac{b}{a} + \frac{a}{b} \frac{n^2}{m} \right)^2$$

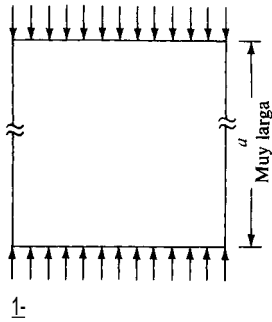
Cuando $a/b = m$ y $n = 1$ y los bordes paralelos al esfuerzo de compresión están simplemente apoyados, $k = 4.00$. Los términos m y n provienen del uso de una solución por serie para deducir la ecuación de la placa. Otros valores de k no se obtienen tan directamente, pero han sido calculados y tabulados para diversas condiciones de frontera, y aparecen en la tabla 3-2.

λ = factor que se usa para obtener un módulo tangente en la forma $E' = \lambda E$. Cuando $\lambda = 1$, se tiene $E' = E$. En general, λ es

$$\lambda = \frac{F_y - F_{cr} F_{cr}}{F_y - F_{pl} F_{pl}} \quad (3-7)$$

† Por ejemplo: Timoshenko y Goodier, *Theory of Elasticity*, o Bleich, *Buckling Strength of Metal Structures* (Nueva York: McGraw-Hill Book Company), o Johnston, *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*, 3a ed. (Nueva York: John Wiley & Sons, Inc.).

Tabla 3-2 Valores de los coeficientes de pandeo para varias condiciones de los bordes de las placas



	k'_c	k_s
	0.38	Para k_s , los cuatro bordes de la placa tienen el mismo tipo de soporte $a \approx alb$
	1.15	
	3.615	$4.00 + 5.34/a^2 \quad a < 1$ $5.34 + 4.00/a^2 \quad a > 1$
	4.90	
	6.30	$5.60 + 8.98/a^2 \quad a < 1$ $8.98 + 5.60/a^2 \quad a > 1$

donde F_{pl} = Esfuerzo del acero en el límite proporcional (se puede usar un valor de $F_p = 0.70$ a 0.75).

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero.

F_{er} = Esfuerzo crítico de pandeo, de la ecuación (3-6).

Si se trata de resolver la ecuación (3-6) para determinar el esfuerzo crítico de pandeo, se presentarán diversos problemas, en particular si $\lambda < 1$. Se debe determinar primeramente k : Aunque se ha proporcionado la expresión general para k , es necesario ajustar dicha expresión para las varias condiciones de frontera que son posibles. Diversos autores han realizado estos cálculos, pero, como una conveniencia el autor ha combinado además el efecto de $\pi^2/[12(1 - \mu^2)]$ para que den los valores de k'_c que se muestran en la tabla 3-2 [ésto es, $4.00(0.9038) = 3.615$]. Si el término λ es menor que 1 es necesario repetir el cálculo hasta llegar a F_{er} . Esto se ilustra como sigue:

Se reescribe la ecuación (3-6) en términos de k'_c para obtener

$$F_{cr} = \lambda E k'_c \left(\frac{t}{b} \right)^2 \quad (3-8)$$

Se divide la ecuación entre

$$\frac{F_{cr}}{\lambda} = E k'_c \left(\frac{t}{b} \right)^2 \quad (3-8a)$$

Por el momento no se usará esta ecuación. Utilizando entonces la ecuación (3-7) para λ con $F_{pl} = 0.75F_y$, se puede, reordenando un poco, obtener

$$\frac{S_y}{\lambda} = \frac{0.1875 F_y^2}{F_y - F_{cr}} \quad (3-9)$$

Como F_{cr} se encuentra en ambos lados de la ecuación (3-9), hay que hallar el valor de F_{cr}/λ por ensayos sucesivos. Una vez que se obtenga este valor, se puede usar en la ecuación (3-8a) para determinar la razón *bit*, que por lo general es lo que interesa. De la ecuación (3-80), se encuentra que la razón *bit* es

$$\frac{b}{t} = \sqrt{\frac{E k_c}{F_{cr}/\lambda}}$$

Para $k_c = 3.615$, $\lambda = 1$, Y $F_{cr} = 0.75F_y$, el valor límite de la razón *bit*, para el acero A-36 es

$$\frac{b}{t} = \frac{(29\ 000)(3.615)}{0.75 \times 36} = 62.3$$

Al usar la ecuación (3-9), a menudo conviene construir una tabla de λ vs. F_{cr} , con valores desde $F_{cr} = 0.75F_y$ hasta F_y . Para el acero A-36, los valores típicos son los siguientes:

F_{cr} • kips/pulg ²	λ	EI' kíps/pulg'
27.0	1.00	29000
28.0	0.922	26 738
30.0	0.741	21 489
33.0	0.407	11 803
36	0.0	0

En la figura 3-7 se muestran las características de compresión (k ; Y el ancho b a compresión) de tres perfiles laminados. Los valores mostrados de k , concuerdan razonablemente con las pruebas. Es necesario hacer ajustes en los valores de k , porque son muy pocas las placas que están libres de imperfecciones y esfuerzos residuales.

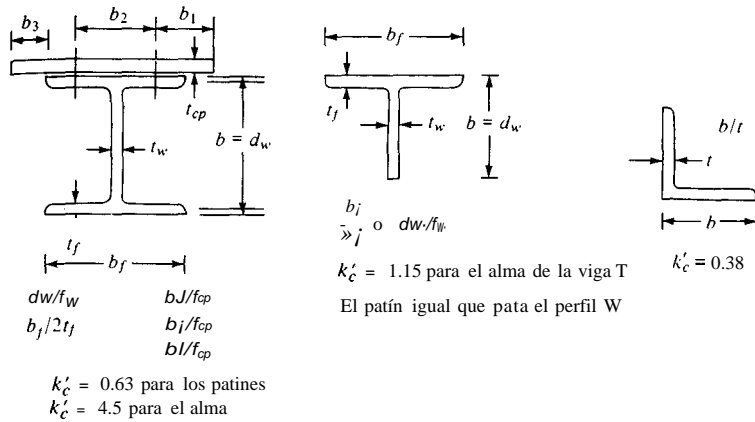


Figura 3-7 Características de compresión de los perfiles laminados que se muestran en la figura. Nótese que por lo general es necesario investigar la relación b/t crítica, que puede ser como se muestra para un perfil W con una cubreplaca, soldada o atornillada.

Si se usa el valor de $k'_e = 0.63$ que se muestra en la figura 3-7, para el patín de una sección W y un $FS = 2.00$ Y $F_{er} = F_y$, se obtiene

$$\frac{b}{t} = 0.5 \sqrt{\frac{(29\ 000)(0.63)}{36}} \quad 11.3 \quad \text{sea II}$$

o, en general

$$\frac{b}{t} = 0.5 \sqrt{\frac{(29\ 000)(0.63)}{F_y}} = \frac{67.5}{\sqrt{F_y}} \quad \text{sea } \frac{65}{\sqrt{F_y}}$$

La especificación en vigencia del AISC permite una relación b/t de $65/\sqrt{F_y}$ (usa $b/t \leq 12t_f$). Obsérvese también que si se considera el alma, $k' = 4.9$, se obtiene

$$\frac{d}{t_w} = 0.5 \sqrt{\frac{(29\ 000)(4.9)}{F_y}} = \frac{188.5}{\sqrt{F_y}} \quad \text{sea } \frac{190}{\sqrt{F_y}}$$

que se encuentra también en la especificación del AISC.

En la tabla 3-2 también se muestran valores de $k_s = K_{sv}$ para el esfuerzo crítico que produce el pandeo por cortante. El esfuerzo crítico de pandeo por cortante se puede deducir de manera similar al de compresión, con la sustitución de un coeficiente apropiado de pandeo, k_s , para obtener, de la ecuación (3-6),

$$F_{crs} = \frac{k_s \pi^2 \lambda E}{12(1 - \mu^2)(b/t)^2}$$

Es común suponer que los cuatro bordes de la placa están simplemente apoyados en el caso del cortante, y que el esfuerzo cortante, $F_{fs} = F_y/\sqrt{3}$. Este valor se ha de combinar con el factor de seguridad de 1/0.6, de modo que el esfuerzo cortante de diseño, resulta ser

$$SF \times \sqrt{3}$$

La mayoría de los problemas prácticos de diseño consideran, o bien pandeo a compresión, o bien pandeo por cortante. Cuando ambos esfuerzos actúan simultáneamente, el alumno debe consultar otros libros, como los de Bleich, Johnston, y Timoshenko y Goodier, citados en una nota anterior.

3-9 RESISTENCIA POSTERIOR AL PANDEO DE LAS PLACAS

Los resultados experimentales demuestran que una placa pandeada no da por resultado una falla inmediata. Hay, más bien, una considerable reserva de resistencia que se atribuye al efecto del material adyacente de la placa, el que restringe el pandeo y permite la transferencia de cualquier aumento en la carga después del pandeo a las zonas sin pandeo. Esta situación se idealiza en la figura 3-8, que ilustra la zona central pandeada en el ancho cargado b . A cada lado se encuentran fajas que confinan el pandeo y que están cargadas con una carga efectiva menor, f_e . El concepto de ancho efectivo se aplica como la suma de los dos anchos de faja a cada lado de la zona de pandeo. Cuando el esfuerzo efectivo sobre estas dos fajas de borde (esfuerzo sobre el ancho b_e) alcanza un valor tal que la deformación es constante sin aumento adicional de la carga, se ha llegado a la capacidad total de carga de la placa. La diferencia entre la carga inicial de pandeo y este nuevo valor constituye la resistencia de la placa después del pandeo.

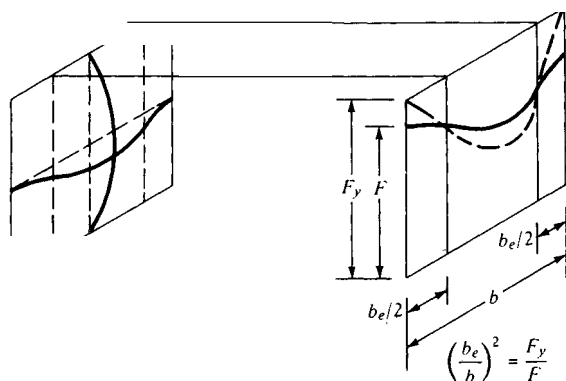


Figura 3-8 Ancho efectivo para la capacidad de la placa después del pandeo.

El esfuerzo f_c se puede evaluar usando la ecuación (3-8), para obtener

$$f_e = f_c \lambda E \left(\frac{t}{b_e} \right)^2$$

donde se han identificado previamente todos los términos, excepto b_e , que aparece en la figura 3-8. Para una placa simplemente apoyada, muy larga y delgada, parece ser que el valor teórico de k' es 3.615 para usar con esta ecuación. A menudo el uso de la resistencia de las placas después del pandeo no se evalúa directamente. Por lo general, se usa de manera más indirecta; por ejemplo, el AISC permite usarla indirectamente, por medio del apéndice C3 que establece que: "Cuando la relación de ancho a espesor de un miembro atiesado uniformemente comprimido excede el límite aplicable dado por la sección 1-9.2., se usará un ancho efectivo reducido, b_e al calcular el. . ."

PROBLEMAS

3-1 ¿Cuál es el $b_f/2t_f$ permisible para cualquier sección W de acero con $F_y = 50$ kips/pulg?

Respuesta: 9.2

3-2 ¿Cuál es el $b_f/2t_f$ permisible para cualquier sección W con $F_y = 250$ MPa?

3-3 ¿Cuál es el momento plástico (kN · m) de una sección WE920 x 200.9, con un $F_y = 345$ MPa?

Respuesta: 2865.2 kN · m.

3-4 Verifíquese Z_x en la tabla V-3 para un perfil laminado W610 x 241.1.

3-5 ¿Cuál será el valor de Z , para el perfil geométrico de la figura P3-5, si se usa como viga?

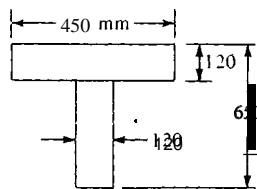


Figura P3-5

3-6 Selecciónese la sección W más ligera que *satisfaga la flexión* para el claro y carga mostrados en la figura P3-6. Use $F_y = 36$ kips/pulg/ y diseño plástico.

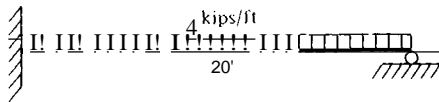


Figura P3-6

3-7 Selecciónese la sección W más ligera que *satisfaga la flexión* para el claro y carga mostrados en la figura P3-7. Use $F_y = 250$ MPa y diseño plástico.

Respuesta: W610 x 101.2

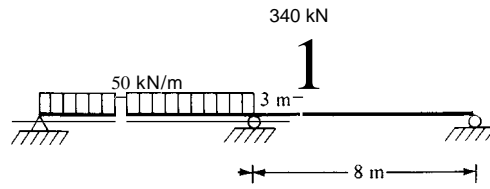


Figura P3-7

3-S Selecciónese la sección W más ligera para la flexión de la viga que se muestra en la figura P3-S. Usese $F_y = 345 \text{ MPa}$ y diseño plástico.

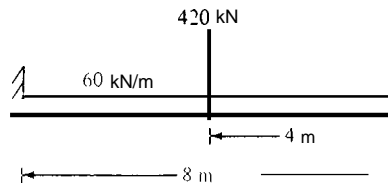
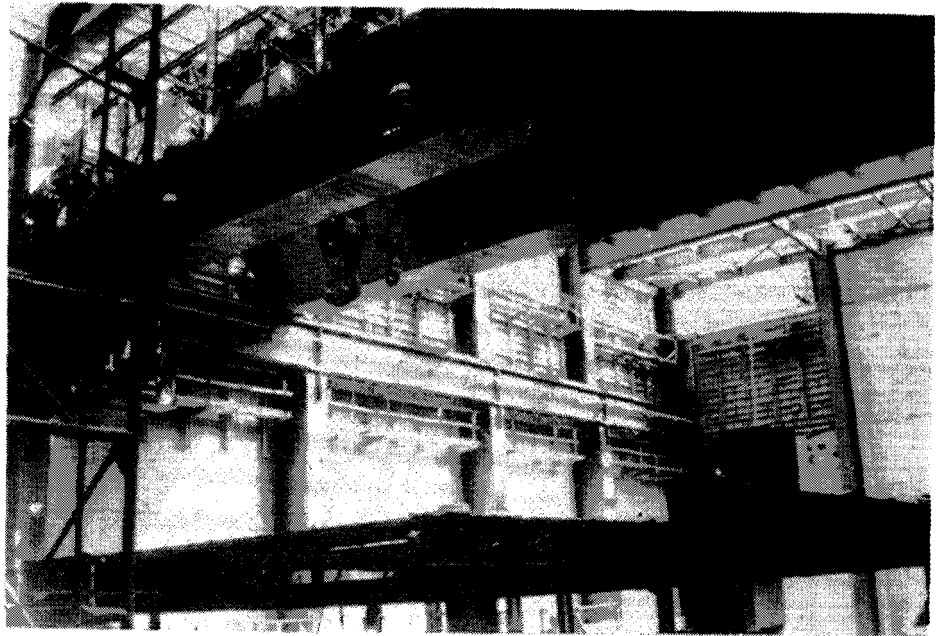


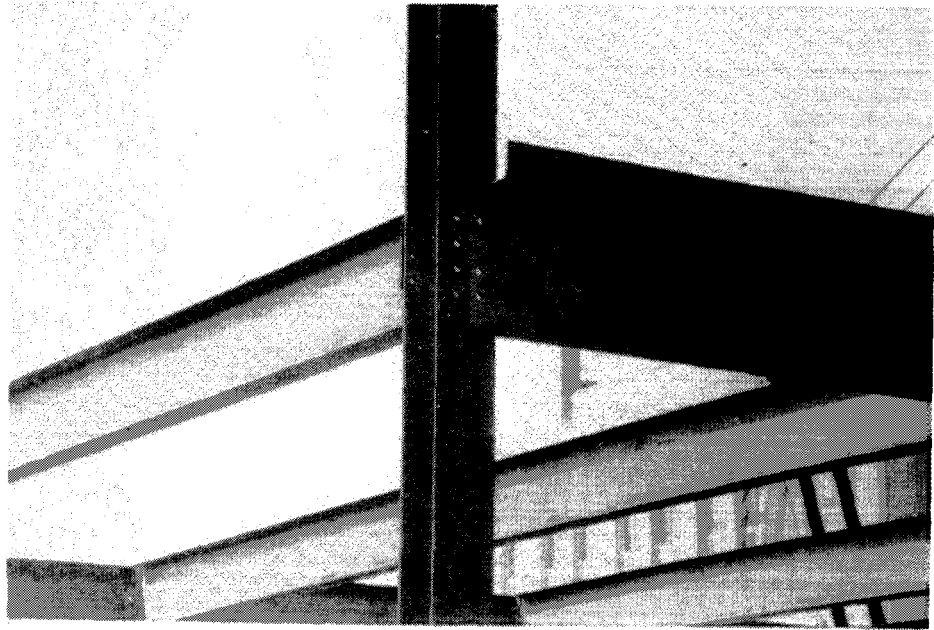
Figura P3-S

3-9 ¿Cuál es el factor de incertidumbre tanto para S como R para producir $F_a = 0.5 F_y$? ¿Cuáles son los dos valores alternativos, razonables y distintos para producir el mismo efecto?

Respuesta: $S = R = 1/3$.



(a)



(b)

Figura IV.1 Vigas de acero. (a) Un par de traves masivas usadas para una grúa y trabe carril. Se puede ver el equipo de la grúa entre las dos traves. Nótese que las columnas de la trabe carril están escalonadas, con una menor sección de columna por encima de la base de la trabe carril. (b) Vigas en proceso de montaje para un complejo de oficinas de dimensiones medias. Nótese los tomillos de montaje que se usan temporalmente para soportar las piezas. La viga que aparece en primer término es una viga de borde, formada por un canal y un angular.

DISEÑO DE VIGAS A FLEXION

4-1 CONSIDERACIONES GENERALES

Las vigas son miembros estructurales que soportan cargas transversales que producen momentos flectores y fuerzas cortantes, siendo la resistencia a la flexión el parámetro de diseño de particular significación. Las vigas pueden ser horizontales (las más comunes), inclinadas (como las vigas de techo), o verticales. Las vigas inclinadas y las verticales pueden soportar cargas axiales y transversales. Los miembros verticales, llamados vigas-columnas, se estudiarán en el capítulo 7. Es preciso considerarlas por separado, ya que en el comportamiento a flexión y por pandeo influye en grado considerable una combinación de esfuerzos de flexión y axiales de compresión.

Las vigas se denominan *vigas simples* cuando las conexiones extremas no soportan, o se supone que no soportan ningún momento originado por cualquier continuidad desarrollada en la conexión. Una viga es continua cuando se extiende sin interrupción a través de uno o más apoyos; es viga fija si los extremos se conectan rígidamente a otros miembros, de tal modo que se puede transmitir el momento a través de la conexión. En un marco de acero, el término "extremo fijo" resulta algo inapropiado, ya que los extremos de las conexiones rígidas no están fijos en el sentido en que se analiza una viga de extremos fijos en los textos de mecánica de materiales. Por lo general, hay alguna rotación en las juntas, de tal manera que el momento extremo real no se obtiene directamente de las ecuaciones de

momentos para extremos fijos, sino que se calcula considerando la rigidez general del marco. Se verá más adelante que en circunstancias especiales se puede diseñar la conexión en el extremo para una parte de la capacidad de momento del miembro. Se centrará la mayor atención sobre los casos en los que la viga:

1. No tiene momentos extremos (viga simple), o bien
2. Tiene momentos en los extremos de cada claro (continua o de extremos fijos).

Las cargas sobre la viga consistirán de cargas muertas y vivas. Los efectos de dichas cargas, en términos de si se manifiestan éstas como una serie de cargas concentradas o como cargas uniformes, dependerá del plan general de la estructura y la posición de la viga. El peso propio de la viga es parte de la carga muerta de la misma. Cuando se usan miembros largos y pesados, el peso propio puede constituir una parte significativa de la carga total de la viga. Cuando el claro sea pequeño y/o las cargas externas sean también pequeñas, el peso de la viga puede ser bastante pequeño, y en este caso, la relación resistencia/peso del acero es una particular ventaja. De cualquier modo, se debe comprobar siempre la sección para ver si tiene la resistencia adecuada para las cargas aplicadas, incluyendo el peso de la viga.

Las vigas se clasifican en:

1. *Trabes*: miembros principales de carga en los cuales se conectan las vigas de piso, como se muestra en la figura 4-1. En el capítulo 10 se consideran los miembros armados que se usan como trabes en los puentes.
2. *Viguetas*: miembros que se usan para soportar el techo y los pisos de los edificios.
3. *Dinteles*: vigas que se usan para soportar las cargas del muro sobre las aberturas de los mismos.
4. *Vigas de borde o fachada*: vigas exteriores a nivel de piso, usadas en la construcción de edificios para soportar parte de la carga de piso y del muro exterior. Cuando el revestimiento del muro sea de ladrillos o losetas, la viga de fachada puede soportar la carga del revestimiento de un piso para reducir los esfuerzos de compresión en la mampostería.
5. *Largueros*: miembros usados en los puentes, paralelos al tráfico para soportar la losa de cubierta, y que se conecta por lo general a los miembros transversales (vigas de piso).
6. *Vigas de piso*: miembros secundarios en un sistema de piso (figura 4-1), y miembros principales en la construcción de puentes a las que se conectan los largueros (véanse las figuras 4-13 y 4-14).

En la mayoría de los casos, en particular para maximizar la economía, se cargan los perfiles de acero laminado, de tal modo que la flexión sea con respecto al eje fuerte (eje $X-X$, como se muestra en las tablas de propiedades de las secciones del SSDD). A veces, la flexión tiene lugar con respecto al eje débil ($Y-Y$), y en algunos casos hay flexión simultánea con respecto a ambos ejes, X e Y . En casi todas las aplicaciones que implican un solo eje de flexión, se considera aplicada la

carga a través del centro de cortante de los perfiles W o S. El centro de cortante de dichos perfiles está en el centro de área, y ésta posición de la carga produce flexión simple con respecto a alguno de los dos ejes.

Cuando la carga no pasa por el centro de cortante, como puede suceder con los canales, angulares, y algunas secciones armadas, a menos que se use un dispositivo especial de carga, se produce un momento de torsión junto con el momento de flexión el que debe tenerse en cuenta para evitar el sobreesfuerzo del miembro.

El diseño de vigas requiere un análisis analítico iterativo para determinar los diagramas de cortante y momento basados en las varias combinaciones de cargas ($D + L$, $D + L + S$, $D + L + W$, etc). Este proceso es relativamente sencillo cuando se trata de vigas simples, aun cuando esté involucrada una carga viva móvil. Cuando estén implicadas vigas continuas y cargas vivas móviles, puede que sea necesario usar líneas de influencia. El uso de un **programa** de computadora, como el que se da en el Apéndice (utilizado en el capítulo 2) presenta considerables ventajas, ya que es posible mover una carga viva a lo largo de la viga, y el resultado estará directamente representado por las ordenadas de las líneas de influencia. La inspección de los resultados da directamente el momento crítico de diseño. Si se requiere el cortante, se puede usar el momento junto con las cargas para calcular retrospectivamente el cortante crítico.

Los esfuerzos f_i producidos por el cortante y el momento se comparan con los esfuerzos permisibles F_i , y se selecciona una sección (se usarán letras **minúsculas** para los valores calculados y mayúsculas para los valores permisibles). Cuando el diseño se basa en el comportamiento del material por debajo del **límite proporcional**, se le llama al procedimiento *diseño elástico* o *diseño por esfuerzos de trabajo*, y las ecuaciones que se usan se encuentran en **cualquier** texto sobre mecánica de materiales:

Para flexión:

$$f_b = \frac{My}{I}$$

Para esfuerzos en la fibra extrema:

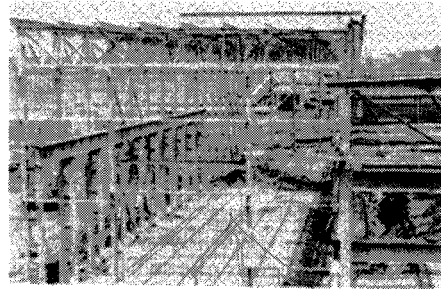
$$f_b = \frac{Mc}{I} = \frac{M}{S} \leq F_b \quad (4-1)$$

Para cortante:

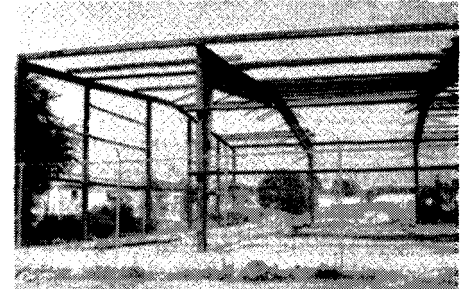
$$f_v = \frac{VQ}{It} \leq F_v \quad (4-2)$$

en que M = Momento de flexión, tomado del diagrama de momentos o por cálculo directo

y y = Distancia del eje neutro de la sección de la viga al punto donde se desea conocer el esfuerzo (véase figura 4-2)



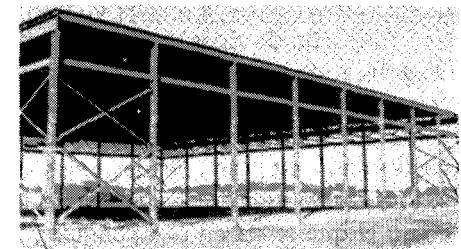
(a)



(b)



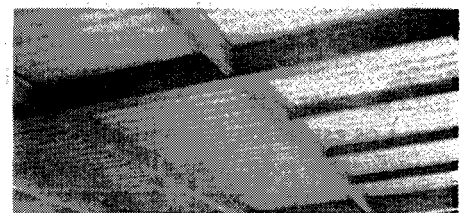
(c)



(d)



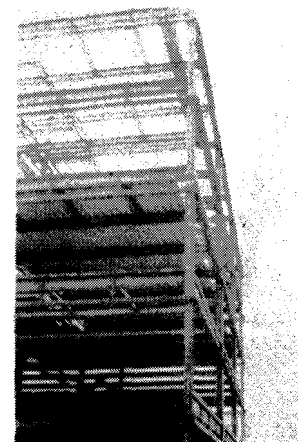
(e)



(f)



(g)



(h)

Figura4-1 Se ilustran diversos tipos de vigas en el proceso de construcción de edificios. (a) Uso de vigas en un edificio industrial. La trabe carril es una viga armada. Se ven en la parte superior los largueros que descansan sobre las armaduras de techo. (b) Edificio de marcos rígidos que usa columnas y traveses acartelados para mantener un gran espacio interior libre de columnas. (c) Uso de viguetas armadas, tanto para las traveses como para los largueros de techo. (d) Sencillo edificio de **un** solo piso con las vigas de techo simplemente **apoyadas** en las columnas. Se resiste el **viento** en ambas direcciones usando contravientos en las cuatro esquinas. (e) Trabe (de izquierda a derecha) y sistema de vigas de piso en un edificio de oficinas. (f) Vista de cerca, que muestra la armazón de vigas de piso y largueros. (g) Vigas de techo y de **borde** para un edificio de techo plano. (h) Viguetas de techo (parcialmente colocadas); también vigas de piso, traveses, y vigas de borde exteriores.

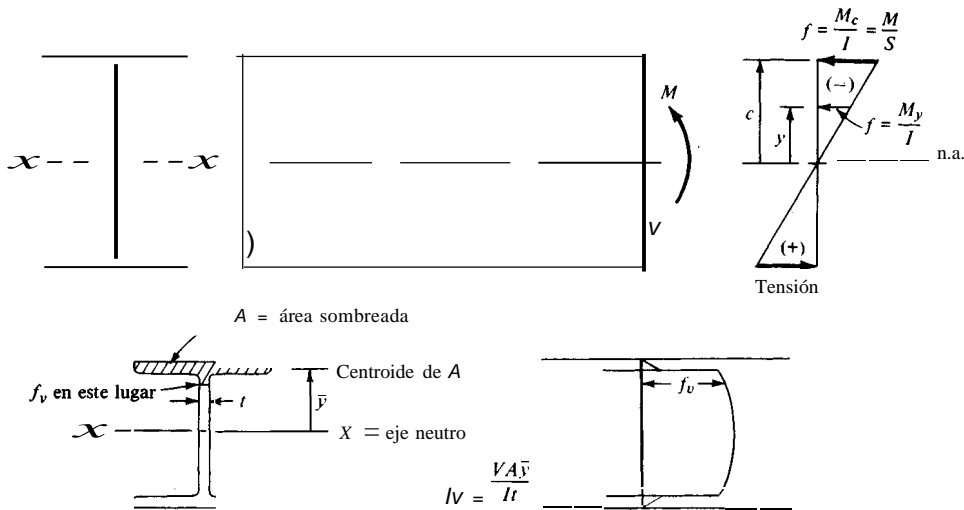


Figura 4-2 Esfuerzos a flexión y cortantes en las vigas.

- e Distancia del eje neutro a la fibra extrema
- I Momento de inercia de la sección transversal
- S $J/e =$ módulo de sección (tanto I como S están tabulados en las tablas de propiedades de las secciones, como las tablas 1-4 y V-4 del SSDD)
- Q Momento estático del área por encima del punto en el que se determina el esfuerzo cortante $= Ay$ (refiérase también a la figura 4-2)
- t = Espesor de la viga en el punto de investigación del esfuerzo cortante
- V Fuerza cortante crítica, tomada del diagrama de cortante o por cálculo directo.

Se revisa la sección para asegurarse que es adecuada para soportar su propio peso, y por último se verifican las deflexiones causadas por la carga de trabajo. A veces son las deflexiones más bien que los esfuerzos las que controlan el tamaño de la sección, especialmente cuando las deflexiones están rígidamente limitadas. Los valores de las deflexiones varían comúnmente desde $L/360$ hasta un valor tan pequeño como $L/1000$.

4-2 DISEÑO DE VIGAS POR EL METODO ELASTICO

Se usarán por lo general los perfiles W como vigas. A veces, se utilizan perfiles S, M Y hasta canales, dependiendo del lugar, modo de conexión al resto de la armadura, y las cargas a soportar. Los perfiles W, que tienen patines relativamente anchos, son por lo general más estables en relación con el pandeo lateral y casi

siempre son más económicos en términos de peso que cualesquiera otros perfiles producidos.

Al examinar la ecuación (4-1) se ve que, siendo iguales todos los factores, la sección preferida tendrá un módulo grande de sección, S . Nótese también que un mayor módulo de sección por lo general está acompañado por un aumento en el peralte de la viga. Como varias de las secciones laminadas tienen casi el mismo valor de S , es necesario hallar al mismo tiempo la sección más ligera y una que tenga un valor adecuado de S . Las tablas II-1 y VI-1 en el SSDD (y en el AISC) tienen las secciones que se usan comúnmente para las vigas arregladas en orden descendente de S y con respecto al eje X - X (eje fuerte). Esta ordenación es también con respecto al peso, de modo que considerando un grupo definido por los dobles espaciamientos, se tiene que:

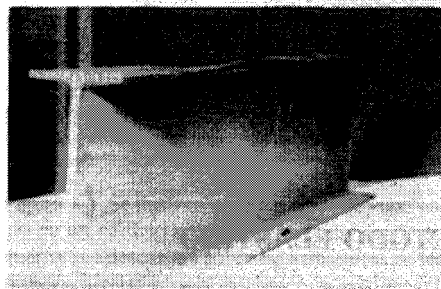
1. El mayor valor de s en cualquier grupo está en la parte superior de dicho grupo.
2. La sección más ligera del grupo está en la parte superior y la más pesada en la inferior.



(a)



(b)



(e)

Figura 4-3 Fotografías de fallas en vigas, producidos por cargas aplicadas en el laboratorio. (a) Pandeo lateral de una sección W. (b) Pandeo del alma de una viga corta, con una carga concentrada a la mitad del claro. (e) Pandeo del patin, acompañado del pandeo del alma del caso (b).

Este ordenamiento permite determinar rápidamente la sección laminada más económica, que se ha de usar como viga, basados en las consideraciones de esfuerzo y peso. A veces puede ser necesario usar una sección con menor peralte (con el correspondiente aumento en el peso). Esto puede tener particular importancia en los marcos de los edificios, ya que el uso de una sección W16 contra una W21, puede resultar en un ahorro de 5 pulg/piso. En un edificio de 20 pisos, esto equivale a 100 pulg, lo que puede representar un piso adicional para la misma longitud de columnas, el techo, y área de terreno, con sólo el costo extra de las armaduras de piso y ventanas más algunos costos extra por servicios. Cuando se especifique el peralte de la viga, es necesario investigar la tabla 1-4, o la VI-4 (SSDD) hasta que se encuentre la sección más económica dentro del peralte nominal dado.

Dos factores influyen de modo considerable en el esfuerzo máximo permisible a flexión, F_b , en el diseño de las secciones laminadas. Estos son:

1. Geometría de la sección (basada en la relación ancho del patín/espesor y la relación peralte/espesor del alma).
2. Apoyo lateral (o espaciamiento del soporte lateral).

Estos dos factores son consecuencia directa del problema del pandeo de placas planteado en el capítulo 3. Si las relaciones ancho/espesor del patín ($b_f/2t_f$) y peralte/espesor del alma (d/t_w) no fuesen adecuadas, los elementos de la sección tenderán a pandearse con bajos esfuerzos de compresión (esta compresión se debe a la flexión + algunos esfuerzos debidos a las cargas axiales). Si el patín de compresión no está soportado en algunos intervalos a lo largo de la zona de compresión, se pandeará en el plano o fuera del plano acompañado de torsión. Estos tipos de falla se ilustran en la figura 4-3 (prueba de laboratorio) y la figura 4-4 (dibujo esquemático).

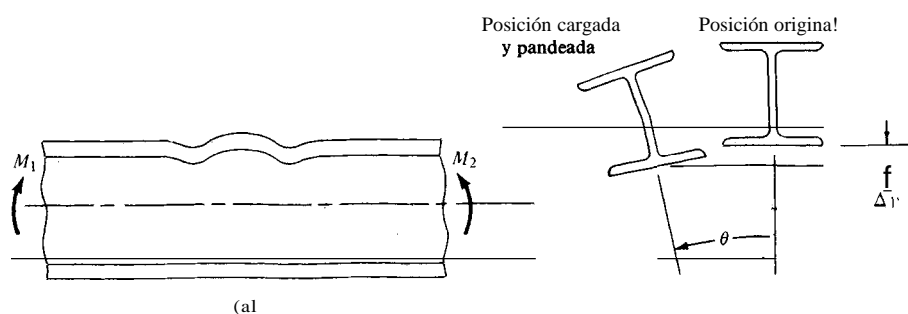


Figura 4-4 Esquemas detallados de la consideración de la estabilidad de la viga, producida por esfuerzos en el patín a compresión, debidos a la flexión. (a) Pandeo del patín, cuando la compresión es muy grande y está lateralmente apoyado de modo que no ocurre pandeo lateral (ilustrado en la figura 4-3c). Nótese que este tipo de falla puede estar acompañado por el pandeo vertical del alma. (b) Pandeo lateral o torsión. Nótese que la sección se ha desplazado lateral y verticalmente, y además se ha torcido. El ángulo θ se refiere a la posición original de la viga. Este tipo de falla se ilustra en la figura 4-30.

El diseñador tiene poco control sobre la geometría de la sección; sin embargo, los productores de acero, por medio de un análisis refinado y el espaciamiento de los rodillos, producen secciones con relaciones $b_f/2t_f$ y d/t ; tales que este factor ya no es tan importante como los requerimientos de soporte lateral, los que sí puede controlar el diseñador.

La geometría de un perfil laminado puede ser tal que produzca una sección compacta o no compacta, según las especificaciones del AISC. Las especificaciones de la AASHTO y el AREA no hacen esta distinción cuando usan métodos de diseño elástico. Hoy día la última especificación de la AASHTO utiliza los criterios de sección compacta cuando se usa el método alternativo de diseño por factor de carga (AASHTO, sección 1-7.52). Tiene cierta ventaja contar con una sección compacta cuando se usen las especificaciones de diseño del AISC (para la mayoría de los edificios), puesto que el esfuerzo básico de flexión es:

$$F_b = 0.6 F_y \text{ (para secciones no compactas)}$$

$$F_b = 0.66 F_y \text{ (para secciones compactas)}$$

Una sección compacta es aquella que cumple con los requerimientos siguientes: (véase también la sección 1-5.1.4 en la Parte III del SSDD).

1. El patín de compresión debe estar conectado de manera continua al alma de la viga.
2. Tiene las siguientes relaciones de ancho/espesor del patín:

$$\text{pie} \cdot \text{lb} \cdot \text{seg: } \frac{b_f}{2t_f} < \frac{65}{\sqrt{F_y}} \quad \text{SI: } \frac{b_f}{2t_f} < \frac{170}{\sqrt{F_y}}$$

Usese $F_y = \text{k/pulg}^2$ o MPa en éstas y todas las otras ecuaciones que sigan. Obsérvese también de que las relaciones $b_f/2t_f$ y d/t ; no tienen dimensión, por lo que hay que usar unidades consistentes de pulg o mm.

Se pueden resolver las expresiones anteriores haciendo $F_y' = F_y$. Y así obtener el límite superior del esfuerzo de fluencia para cualquier relación de $b_f/2t_f$ de una sección, como se ve en las tablas 11-1 y VI-1. Estos valores se presentan de tal modo que, cuando se selecciona la sección, se comprueba para ver si el F_y del acero que se usa es menor o igual al valor tabulado. Es fácil ver que no hay perfiles que no cumplan con esta parte de los criterios "compactos" para el acero A-36, y que el W610 x 154.8 no será "compacto", sólo cuando $F_y > 403 \text{ MPa}$ (W24 x 104 para $F_y > 58 \text{ k/pulg}^2$).

3. La relación d/t_w está parcialmente controlada por la presencia de una carga axial. Sólo se considera en este lugar una viga cuya carga axial sea cero: por consiguiente la relación d/t ; (haciendo referencia al SSDD ya citado), será:

$$\text{pie} \cdot \text{lb} \cdot \text{seg: } \frac{d}{t_w} < \frac{640}{\sqrt{F_y}} \quad \text{SI: } \frac{d}{t_w} < \frac{1690}{\sqrt{F_y}}$$

Se pueden resolver estas ecuaciones haciendo $F''_c = F_c$ para obtener el d/t ; límite de cualquier perfil laminado. Este valor de F''_c , se da en las tablas II-1 y VI-1, donde se verá que todos los perfiles que se producen corrientemente para vigas, para todos los valores de F_c , (hasta 65 k/pulg- ó 450 MPa) son compactos (como lo indica el signo ---).

4. El patín a compresión se debe soportar adecuadamente para satisfacer los últimos criterios "compactos". La distancia entre soportes laterales será la menor de las siguientes distancias (los puntos de inflexión se pueden considerar como soportes laterales):

$$L_1 = \frac{76b_f}{12\sqrt{F_y}} \quad (\text{ft}) \qquad L_1 = \frac{0.20b_f}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{m})$$

ó

$$\frac{20000}{F_y \times d/A_f} \qquad L_2 = \frac{139000}{F_y \times d/A_f} \quad (\text{m})$$

donde b_f Ancho del patín a compresión, pulg o mm, tomados de la tabla I-4 ó la V-4

d Peralte de la sección, pulg o mm

A_f = Área del patín a compresión = $b_f \times t_f$; nótese que d/A_f está calculado en las tablas I-4 y V-4

= Esfuerzo de fluencia en kips/pulg- o MPa

El menor de los valores anteriores de L_1 y L_2 se denomina L_e (longitud soportada lateralmente para una sección "compacta") y el mayor valor es L_u . Ambos valores se dan en las tablas II-1 y VI-1.

(Cuando la longitud no soportada del patín a compresión, $L_b \leq L_e$ y la geometría de la sección sea "compacta" se puede usar

$$F_b = 0.66F_y \quad (F_b = \frac{2}{3}F_y)$$

Cuando la longitud sin soportar $L_b \geq L_u$, el mayor valor posible de F_b será

$$F_b = 0.6F_y$$

Cuando se tenga una u otra de las condiciones:

$$L_e < L_b < L_u \quad \text{ó} \quad \frac{65}{\sqrt{F_y}} < \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{95}{\sqrt{F_y}}$$

se puede usar una transición lineal entre $0.66F_y$ y $0.6F_b$, tal como

$$F_b = F_y \left[0.79 - A \left(\frac{b_f}{2t_f} \right) \sqrt{F_y} \right] \quad (4-3)$$

donde $A = 0.002$ en el sistema pie.lb.seg y F_y en kips/pulg-
 0.00076 en el sistema SI y F_y en MPa

El autor no recomienda el uso de la ecuación (4-3) para la mayoría de las situaciones ya que requiere un esfuerzo considerable de cálculo, para obtener cuando más un aumento del 10 por ciento en el esfuerzo permisible. Sobre el básico de $F_b = 0.6F_y$ (la mayoría de los valores mostrarán un aumento de solamente diez a 3 por ciento).

El esfuerzo básico de flexión del AASHTO y el AREA para vigas lateralmente soportadas es

$$F_b = 0.55F_y \quad (4-4)$$

Para un acero A-36, esta ecuación de un valor ligeramente redondeado de 20 kips/pulg-, ó 138 MPa.

Ejemplo 4-1 Para una viga con el claro y las cargas que se muestran en la figura E4-1, seleccíonese la sección más ligera usando acero A-36, si se puede usar cualquier peralte en la viga.

SOLUCION trácense los momentos de cortante y momento, como se muestra en la figura E4-1. A continuación, obténgase $M_{\max} = 276$ pie-kip.

Con una carga uniforme sobre la viga, el patín superior está en contacto con algo; así que se supondrá que hay soporte lateral total, de modo que

$$L_b = 0 < L_c$$

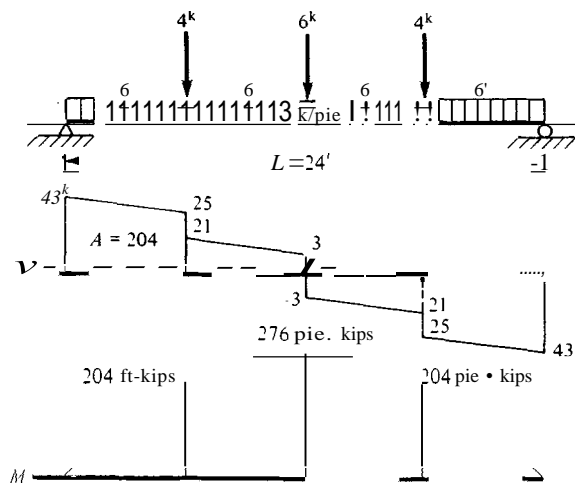


Figura E4-1

y se usará $F_b = 0.66 F_y = \frac{2}{3} \times 36 = 24$ kips/pulg.

Al reordenar la ecuación (4-1), se tiene que el módulo de sección requerido es

$$S_x = \frac{M(l_2)}{F_b} = \frac{276(12)}{24} = 138 \text{ pulg}^3$$

Es preciso encontrar una sección que tenga un valor de S un poco mayor que el requerido, a fin de poder soportar el peso de la viga. Se selecciona en la tabla 11-1,

$$W21 \times 68: S_x = 140 \text{ pulg}^3$$

Comprobando el peso de la viga, se tiene el valor adicional de S requerido

$$\Delta S_x = \frac{wL^2(12)}{8(F_b)} = \frac{0.068(24)^2(12)}{8(24)} = 2.45 \text{ pulg}^3$$

$$S_{\text{req}} = 138 + 2.45 = 140.45 > 140 \quad \text{suministrado}$$

Si se usa esta viga se tiene que el valor real $defb = 24(140.5)/140 = 24.077$ k/pulg., o sea que la viga tendrá un sobreesfuerzo de 77 lb/pulg- basado en las condiciones dadas de carga. Se puede:

1. Aplicar un criterio de ingeniería y considerar aceptable este pequeño sobreesfuerzo, o si no
2. Se usará la siguiente sección, que es en este caso una viga

$$W24 \times 68: S_x = 154.0 > 140.45$$

Con un valor tan alto de S_x y siendo el peso el mismo que el de la sección anterior, no es necesario verificar de nuevo el peso de la viga.

El lector debe fijarse en que, desde el punto de vista de la deflexión, conviene más elegir la sección W24. ///

Ejemplo 4-2 ¿Cuál será la dimensión de la viga a usar en el ejemplo 4-1, si el peralte de la viga está limitado a 16 pulg?

SOLUCION El S_{req} será aproximadamente 145 pulg³, ya que el peso tendrá que ser mayor que las 68 lb/pie de la sección más económica seleccionada en el ejemplo. Cuando la viga esté lateralmente apoyada se debe usar siempre el máximo peralte posible. Por tanto, por la inspección de las secciones W16 de la tabla 1-3, se selecciona

$$W16 \times 89: S_x = 155.0 \text{ pulg}^3 \quad d = 16.75 \text{ pulg} > 16 \quad \text{no sirve}$$

Pruébese W14 x 90: $S = 143.0 \text{ pulg}^3$ $d = 14.02 \text{ pulg}$ (pruébese otra)

W12 x 106: $S = 145.0 \text{ pulg}^3$ $d = 12.89 \text{ pulg}$

Al comprobar el peso de la viga, se obtiene

$$\Delta S = \frac{0.090(24)^2(12)}{8(24)} = 3.24 \frac{\text{ul}^3}{\text{p}^3 \text{ g}}$$

$$S_{\text{reqd}} = 138 + 3.24 = 141.2 < 143 \text{ pulg}^3 \text{ suministrado}$$

Se usará una viga W14 x 90

I//

Ejemplo 4-3 En la figura E4-3 se muestra el claro y cargas de una viga que es aproximadamente igual al sistema de la viga del ejemplo 4-1. La mayoría de los problemas en unidades SI serán aproximadamente iguales a los de las unidades pie lb seg (pero nunca una conversión directa de unidades), de modo que el lector tendrá una ayuda para familiarizarse con las unidades SI y la selección de los tamaños. Se usará $F_y = 250 \text{ MPa}$.

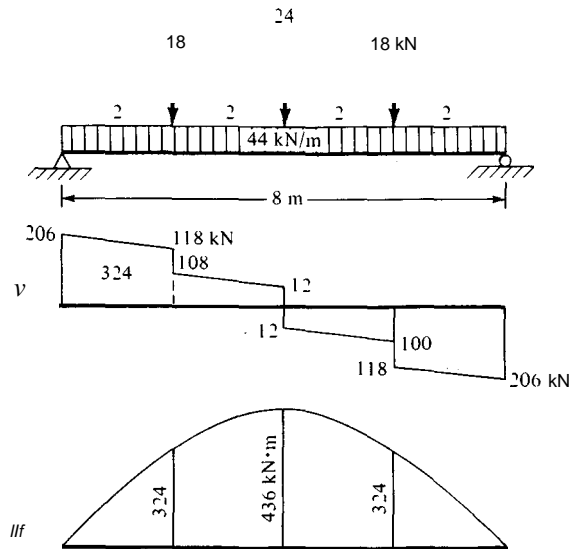


Figura E4-3

SOLUCION Primero, se trazan los diagramas de cortante y momento. Después, se obtiene $M_{\text{máx}} = 436 \text{ KN.m}$. Suponiendo soporte lateral total, se obtiene

$$F_b = 0.67 \times 250 = 167 \text{ MPa}$$

El módulo de sección requerido es

$$S_x = \frac{M}{F_b} = \frac{436}{167} = 2.611 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

Nótese que $167 \text{ MPa} \times 10^3 = 167 \times 10^3 \text{ kPa}$, que es consistente con 436 kN-m . Verifíquese un valor de S_x en la tabla VI-I algo mayor. Hállese:

$$W610 \times 113.1 \quad S_x = 2.8841 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

Verifíquese el ΔS_x causado por el peso de la viga $= 1.11 \text{ kN/m}$:

$$\Delta S_x = \frac{1.11(8)^2}{8(167)} = 0.0532 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$S_{\text{req}} = S_x + \Delta S_x = 2.611 + 0.0532 = 2.6642 < 2.8841 \times 10^{-3} \text{ m}^3 \quad \text{correcto}$$

Se usará una sección W610 \times 113.1

///

4-3 DISEÑO DE VIGAS CONTINUAS

Las vigas continuas se diseñan de manera similar a la de las vigas simples. La principal diferencia consiste en que cuando se usan las especificaciones del AISC, si la sección es compacta y no se trata de una viga voladizo, se puede diseñar la sección usando uno de los dos modos siguientes:

1. $0.9 \times$ el mayor momento negativo en el claro, o
2. Momento positivo, basado en el momento máximo positivo del diagrama de momentos $+ 0.1 \times$ el promedio de los momentos negativos en el claro,

el que sea mayor. Estos momentos se basan en los momentos debidos a las cargas por gravedad ($D + L$, $D + L + S$, etc., sin viento). Cuando la viga esté rígidamente conectada a una columna, también se puede reducir el valor del momento de diseño de la columna, en dicho lugar. Este procedimiento se basa en la aceptación del método de la formación de una articulación plástica y la resultante transferencia de momento de la zona negativa a la positiva, hasta que se forme finalmente una articulación en dicho punto. Ahora se ilustrará dicho procedimiento.

Ejemplo 4-4 Usese el resultado de la computadora en el ejemplo 2-2 y compruébese y/o rediseñense los miembros 22, 23 y 24 (refiérase a la figura E4-4 para el momento por la carga de gravedad) (la inspección de la figura E2-4d indicará los valores críticos del diseño). Se usará $F_y = 250 \text{ MPa}$.

SOLUCION De los resultados de la computadora se obtienen los valores de los momentos extremos

$$- 57.86 \quad + 140.64 \quad -86.86 \quad +86.88 \quad -140.64 \quad +57.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

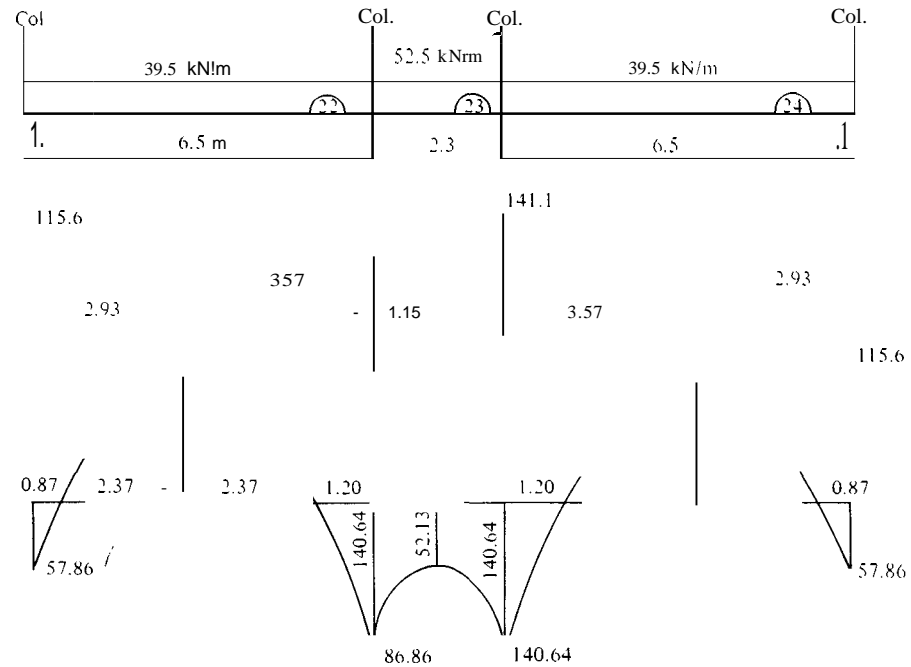


Figura E4-4

Se necesitan estos valores para completar los diagramas de cortante y momento que aparecen en la figura E4-4.

Como se usa la misma sección para todos los claros, el mayor momento de diseño se hallará por inspección en los claros 1 ó 3. Nótese que el momento en el claro 2 es totalmente negativo, y quizás requiera soporte lateral en el patín inferior (de compresión), si $L_b = 2.3 > L_e'$ Se debe investigar esta posibilidad al seleccionar la sección.

El M^- para el diseño es

$$M^- = -140.6(0.9) = -126.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El M^+ para el diseño es

$$M^+ = 111.3 + \frac{57.86}{2} + 140.6(0.1) = 121.2 < 126.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Como el momento mayor es $-126.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$, se usará este valor para seleccionar la sección. Nótese que el patín a compresión está parte por arriba y parte por debajo, con puntos de inflexión como se muestran en el diagrama de momentos de la figura E4-4. Se supone tentativamente que L_e será mayor

que los valores para el patín inferior; si así fuere, no se requerirá ningún soporte lateral y se puede usar $r_y = 0.66 E_y$

$$S_{req} > \frac{126.5}{167} = 0.7575 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

De la tabla VI-1, se selecciona una sección

$$W410 \times 46.1: S = 0.7735 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$L_e = 1.78 \text{ m} > 1.20 \quad \text{correcto sin soporte lateral}$$

$$L_u = 2.16 \text{ m}$$

El punto de inflexión en cualquiera de los claros exteriores produce 0.87 m de patín de compresión sin soporte, en la parte inferior de la viga. Esto se considerará suficiente soporte para el patín a compresión, ya que el resto del patín a compresión (arriba) está soportado por el piso. Se tendrá que usar un soporte lateral a la mitad del claro para el patín inferior en el claro central, para producir

$$L_b = \frac{2.3}{2} = 1.13 \text{ m} < 1.78$$

Verifíquese por peso propio de la viga (peso = 0.45 kN/m). Por proporciones (puesto que la carga de la viga es uniforme):

$$\Delta S = \frac{0.45}{39.5} (0.7575) = 0.0086 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$S_{req} = S + \Delta S = 0.7575 + 0.0086 = 0.7611 \times 10^{-3} \text{ m}^3 < 0.7735 \text{ suministrado}$$

Se usará una viga W410 x 46.1

El lector debe verificar que el método usado para obtener el ΔS sea la manera correcta y más práctica disponible. Como se usó una viga W410 x 59.5 para el análisis inicial por computadora, parece que habrá que reprogramar el problema después de que se haya hecho el diseño y revisión de la columna en un capítulo posterior. ///

4-4 PANDEO Y APLASTAMIENTO DEL ALMA

El pandeo del alma es una distorsión fuera del plano del alma que resulta de la combinación de una alta relación d/t ; y esfuerzos de flexión. La parte sin soporte lateral del patín a compresión puede también contribuir al pandeo del alma. Este pandeo se controla limitando ya sea la razón d/t ; o el esfuerzo que se puede usar con la razón d/r ; dada. Esto se tiene en cuenta en las varias especificaciones. El pandeo del alma se ilustra en la figura 4-5b.

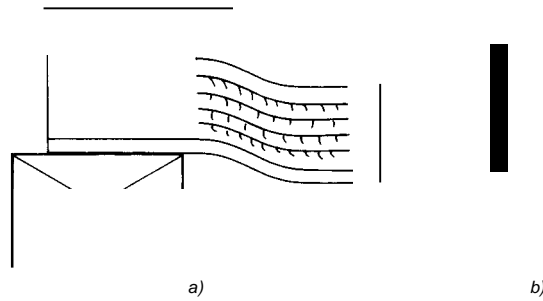


Figura 4-5 Fallas del alma que se deben evitar al hacer el diseño. (a) Aplastamiento del alma. (b) Pandeo del alma.

El aplastamiento del alma puede ocurrir si los esfuerzos a compresión en el plano del alma son suficientemente grandes. Esto puede ocurrir si las distancias de la reacción o las placas de asiento de carga que se usan para transmitir cargas de columnas al patín de la viga son demasiado estrechas. El aplastamiento de la viga también puede ocurrir si la carga uniforme sobre el patín es demasiado grande para el espesor del alma. Se obtendrá el control del aplastamiento del alma determinando la distancia requerida para la reacción o el ancho de la placa de base de la columna de la siguiente manera. Se obtiene la distancia de reacción que se necesita considerando un área a compresión en el alma definida por la longitud de la reacción + una distancia adicional que utiliza una pendiente de: 1 (45°) en la distancia k de la sección. En las tablas de propiedades de las secciones se tabula k para las varias secciones laminadas. La distancia k se mide desde la cara exterior del patín hasta el extremo del filete que forma la transición entre el alma y el patín. En este lugar el área resultante a compresión del alma se acerca a un mínimo (aunque no llega al mismo). En una reacción, el área a compresión en el alma es

$$A_c = (N + k)t_w$$

El esfuerzo permisible en este lugar, según el AISC (véase SSDD sección 1-10.10.1), será

$$F_a = 0.75F_y$$

En una reacción, con $f = R/A_c$, es

$$\left(N + \frac{Rk}{F_y} \right) t_w \geq 0.75F_y \quad (4-5)$$

Bajo una carga concentrada en el claro se puede desarrollar la distancia k a ambos lados de la carga, como se ilustra en la figura 4-6. Para esta condición se obtiene

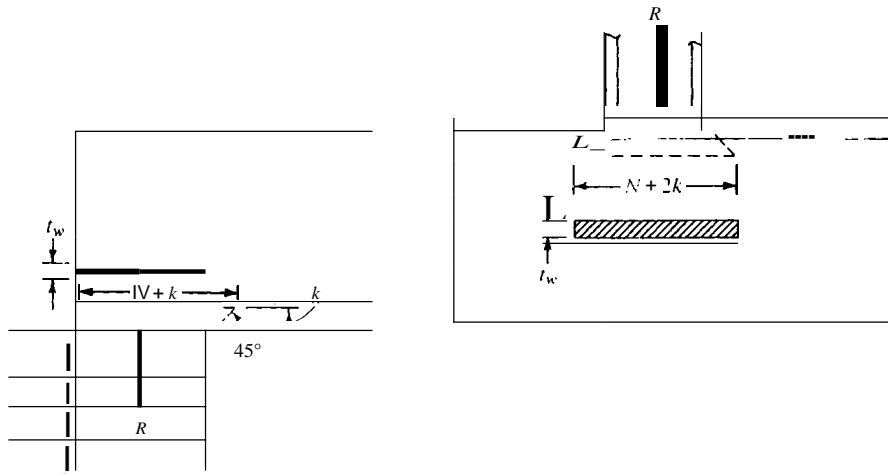


Figura 4-6. Longitud del apoyo para cargas concentradas en las vigas, según las especificaciones del AISC.

$$(N + 2k)t_w \geq \frac{R}{0.75F_y} \quad (4-6)$$

donde N = Ancho de la reacción: se supone a menudo un valor básico de $3\frac{1}{2}$ pulg ó 89 mm (ancho de un ladrillo normal); N = ancho de la columna o el elemento transmisor de carga para las cargas interiores
 R = Reacción u otra carga concentrada, kips, o kN
 t_w = espesor del alma en la sección, pulg o mm
 k = Distancia desde la cara exterior del patín a la base del filete, pulg o mm

Cuando se transmiten grandes cargas uniformes del patín al alma, puede que sea necesario comprobar el esfuerzo de compresión f_c , y limitar el valor a

$$f_c \leq 0.75F_y$$

Ejemplo 4-5 ¿Cuál es la reacción permisible para una W16 x 40, usando el valor básico de $N = 3\frac{1}{2}$ pulg, con acero A-36? ¿Qué carga de columna puede transmitirse usando una W8 x 31?

SOLUCION De la tabla 1-3, se obtiene para una W16 x 40

$$k = 1.03 \text{ pulg}$$

$$t_w = 0.305 \text{ pulg}$$

$$R = (N + k)t_w(0.75F_y) = (3.5 + 1.03)(0.305)(0.75 \times 36) = 37.3 \text{ kips}$$

La carga de la columna se limita a (suponiendo que la base de la columna tiene exactamente el mismo tamaño que el peralte de la columna, como se indica en la figura 4-6): para una W8 x 31: $d = 8.00 \text{ pulg} = N$.

$$P = (N + 2k)t(0.75F_y) \\ = [8.00 + 2(1.03)](0.305)(0.75 \times 36) = 82.8 \text{ kips} \quad / / /$$

Ejemplo 4-6 ¿Cuál es la reacción permisible para una sección W460 x 74.4, usando el valor básico de $N = 89 \text{ mm}$ y $F_y = 345 \text{ MPa}$? ¿Qué carga de columna se puede transmitir usando una W200 x 46.1?

SOLUCION De la tabla V-3 para una W460 x 74.4:

$$k = 27.8 \text{ mm}$$

$$t_w = 9.0 \text{ mm}$$

$$R = (N + k)t_w(0.75F_y) = (89 + 27.8)(0.009)(0.75 \times 345) = 272 \text{ kN}$$

Nótese que $\text{MPa} \times \text{mm} \times 10^{-3} = \text{kN}$ (no se muestra el factor 10^{-3}). La carga de la columna es (suponiendo que la placa de base tiene las mismas dimensiones que el peralte de la columna): para una W200 x 46.1, el peralte $d = N = 203 \text{ mm}$

$$P = [203 + 2(27.8)](0.009)(0.75 \times 345) = 602.2 \text{ kN} \quad / / /$$

Las reacciones en los puentes están por lo general suministradas por apoyos especialmente fabricados, y las especificaciones de la AASHTO requieren el uso de atiesadores en el alma cuando el cortante en ella en el apoyo $seafc > 0.75$. En general, las vigas de puente no soportan las cargas de las columnas. Las especificaciones del AREA son más estrictas que las de la AASHTO y requieren pares de atiesadores del alma en los apoyos extremos y en los puntos de carga concentradas de trabes y vigas. El diseño de trabes armadas se considerará en el capítulo 10.

4-5 CRITERIOS DE CORTANTE

La distribución del esfuerzo cortante en cualquier sección sujeta a flexión puede calcularse usando la ecuación presentada con anterioridad:

$$f_v = \frac{VQ}{It}$$

En la figura 4-7 se muestra un diagrama de esfuerzo cortante usando dicha ecuación. Nótese que el esfuerzo cortante promedio basado en

$$f_v = \frac{V}{dt_w} \quad (4-7)$$

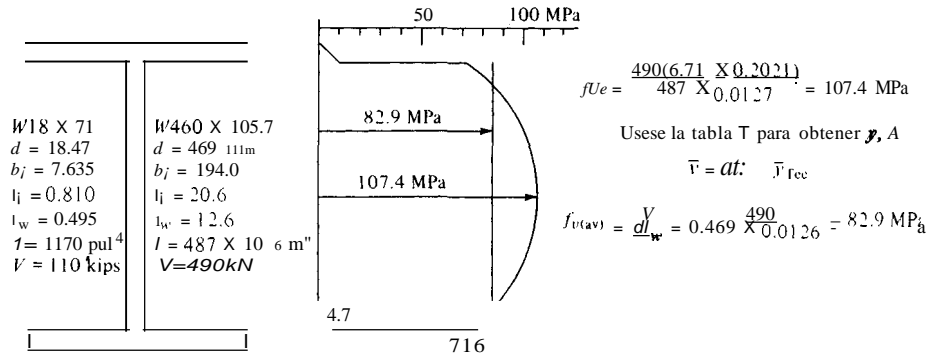


Figura 4-7 Distribución del esfuerzo cortante teórica y promedio, en una sección según las condiciones indicadas.

difiere algo del valor máximo mostrado en la figura 4-7 (en este caso alrededor de 23 por ciento) pero es considerablemente más fácil de calcular. El AISC permite el uso de la ecuación (4-7) ya sea para secciones laminadas o fabricadas (trabes armadas).

Las especificaciones del AASHTO y el AREA permiten el cálculo de f_v basándose en el área de la sección "bruta". Esto puede interpretarse como en las especificaciones del AISC (o $see f_v = V/t_w$).

El esfuerzo cortante permisible F_v para las secciones laminadas se calcula como

$$F_v = 0.40 F_y \quad (\text{AISC})$$

$$F_v = 0.33 F_y \quad (\text{AASHTO})$$

$$F_v = 0.35 F_y \quad (\text{AREA})$$

Los esfuerzos cortantes raras veces dominan la construcción de edificios, a menos que la sección sea al mismo tiempo muy corta y esté fuertemente cargada, como se ilustra en el siguiente ejemplo.

Ejemplo 4-7 ¿Cuál es la longitud del claro y la carga/pie de la viga de acero A-36, que se muestra en la Fíg. E4-7, tal que controlen F_v ó F_b el diseño? ¿Qué longitud de N se requiere para la reacción?

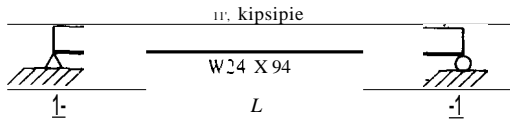


Figura E4-7

SOLUCION Datos para una W24 x 94:

$$d = 24.31 \text{ pulg} \quad k = 1.53 \text{ pulg}$$

$$t; = 0.515 \text{ pulg} \quad S_c = 222.0 \text{ pulg}^3$$

$$l; = \frac{wL}{2t} = 0.4f_y \quad (a)$$

$$f_b = \frac{wL^2}{8S_x} = 0.66F_y \quad (b)$$

De la ecuación (a)

$$w = \frac{0.4(36)(2)(24.31)(0.515)}{L} = \frac{360.6}{L}$$

Sustituyendo este valor de w en la ecuación (b) se obtiene

$$\frac{360.6L}{8S_x} = 0.66(36)$$

$$L = \frac{24(8)(222)}{360.6 \times 12} = 9.85 \text{ pie}$$

Sustituyendo de nuevo en la primera ecuación, se tiene que $w = 360.6/9.85 = 36.61 \text{ kips/pie}$. Comprobando se tiene

$$f_b = \frac{36.61(9.85)^2(12)}{8(222.0)} = 24.0 \text{ k/pulg- Correcto}$$

$$l_v = \frac{36.61(9.85)}{2(24.31)(0.515)} = 144 \text{ k/pulg}^2 \text{ Correcto}$$

La longitud de la reacción N basada en $R = wLI/2 = 180.4 \text{ kips}$ y $F_a = 0.75 F_y = 27 \text{ kip/pulg}$ - es

$$(N + k)twF_a = R$$

$$N = \frac{R}{twF_a} - k$$

$$= \frac{180.3}{0.515(27)} - 1.53 = 11.44 \text{ pulg} \quad ///$$

4-6 FLEXION SEGUN EL EJE FUERTE Y FLEXION SEGUN EL EJE DEDIL

Siempre que sea posible, se deben orientar las secciones de tal modo que se desarrolle la flexión con respecto al eje fuerte (X-X). Esto debe producir tanto el peso mínimo de la sección como la menor deflexión debido a la carga.

Las limitaciones del peralte u otras consideraciones pueden requerir una orientación tal que la flexión se produzca con respecto al eje Y-Y. El esfuerzo permisible de flexión de las especificaciones del AISC para secciones laminadas compactas con flexión con respecto al eje Y-Y y para barras sólidas, redondas, cuadradas o rectangulares se puede tomar como

$$F_b = F_y \left[1.075 - B \left(\frac{b}{2t_f} \right) \sqrt{F_y} \right] < F_y \quad (4-8)$$

donde $B = 0.005$ para unidades pie lb seg
 $= 0.0019$ para unidades SI

Para la mayoría de las secciones laminadas esto da aproximadamente $F_b = 0.75F_y$, que se puede usar en lugar de la ecuación (4-8). Cuando se usa una barra sólida, b/Lt_f se convierte en ancho/peralte, y para una barra redonda se toma $b/Lt_f = 1$. El uso de la ecuación (4-8) se ilustra más adelante en el diseño de vigas sin apoyo lateral, donde ocurre simultáneamente flexión con respecto a los ejes X y Y.

4-7 DEFLEXIONES

A menudo se requieren estimaciones de las deflexiones bajo las cargas de trabajo para asegurarse que los pisos son razonablemente planos y a nivel, y que la deformación de los marcos no haga que las puertas y ventanas no funcionen de manera apropiada. Se pueden producir grietas en la mampostería y en los muros enlucidos o azulejados si la subsiguiente aplicación de la carga viva produce excesivas deflexiones.

Las deflexiones de gran magnitud por lo general indican falta de rigidez estructural y la posible vibración por el movimiento de las cargas vivas (incluyendo el movimiento de la gente) o los arranques o paradas de los elevadores, y los movimientos laterales producidos por fuerzas de vientos menores que las de diseño.

Las deflexiones de los techos planos producen la acumulación local del agua (ya sea por lluvia o nieve), lo que a su vez aumenta la deflexión y la mayor acumulación de agua, terminando posiblemente con el colapso del techo. Puede notarse también que este tipo de falla se produce por la combinación del agua acumulada por las deflexiones locales junto con la falla del sistema de drenaje del techo causado por su obstrucción debido a la basura acumulada por el viento o la congelación del agua retenida por la basura.

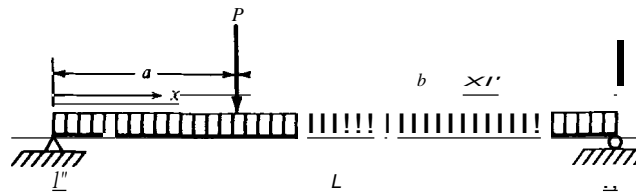
Las deflexiones de las vigas simples se pueden calcular usando la superposición de los efectos de la carga de las vigas y las ecuaciones tabuladas para la selección de cargas que se dan en los manuales (también en la tabla IV-5 del SSDD) y en algunas más que aparecen en el párrafo siguiente. Para los otros casos de cargas, que incluyen vigas continuas, se puede calcular la deflexión usando la ecuación diferencial general

$$Ely''' = -w$$

e integrando e incorporando las condiciones conocidas de borde para evaluar las constantes de integración. Este método ya ha sido esbozado en la sección 2-2 y se ilustrará en el ejemplo 4-9.

En general no es necesario hallar el valor "exacto" de la deflexión (particularmente para cartas vivas), puesto que no se conocen dichas cargas con mucha precisión. En la figura 4-8 se tabulan varias ecuaciones de deflexión para cargas uniformes y concentradas de las vigas.

Al examinar estas ecuaciones se ve que la deflexión es inversamente proporcional al momento de inercia I . El uso de secciones de menores dimensiones, como las provenientes del uso de aceros de alta resistencia, tenderá a aumentar las deflexiones y pueden llegar a limitar el uso del acero de alta resistencia.



	Δ_x	Δ_{carga}	Δ_{cen}
Carga concentrada	$\frac{Pbx}{6EI} (L^2 - b^2 - x^2)$ $\frac{Pax}{6EI} (L - a)^2 - x^2$	$\frac{Pb^2a^2}{3EI}$	$\frac{Pl^3}{48EI} \text{ cuando } a = b$
Carga uniforme	$\frac{wx}{24EI} (L^3 - 2Lx^2 + x^3)$		$\frac{5wL^4}{384EI}$

Figura 4-8 Cargas simples sobre las vigas, y las deflexiones resultantes.

Ejemplo 4-8 ¿Cual es la deflexión aproximada de la viga seleccionada en el ejemplo 4-1?

SOLUCION La viga seleccionada fue una W21 x 68, con $I_x = 1480 \text{ pulg}^4$. La máxima Δ es en el centro y será causada por

$$\Delta_t = \Delta_w + \Delta_{p1} + \Delta_{p2} + \Delta_{p3}$$

Nótese que se necesita un factor de conversión de unidades de 1728 tanto para w como para P expresados en unidades pie.lb.seg, cuando el claro está expresado en pies y Δ en pulgadas. De las ecuaciones tabuladas se tiene que:

$$\Delta_w = \frac{5wL^4}{384EI} = \frac{5(3)(24)(1728)}{384(29\,000)(1480)} = 0.522 \text{ pulg}$$

$$\Delta_{p2} = \frac{PL^3}{48EI} = \frac{6(24)(1728)}{48(29\,000)(1480)} = 0.070 \text{ pulg}$$

$$\begin{aligned}\Delta_{p2} = \Delta_{p3} \rightarrow 2\Delta_{p2} &= \frac{2Pax}{6EI} \left(L^2 - a^2 - x^2 \right) \\ &= \frac{2(4)(6)(1728)}{6(29\,000)(1480)(24)} (24^2 - 6^2 - 12^2) = 0.005 \text{ pulg} \\ \Delta_t &= 0.597 \text{ pulg}\end{aligned}$$

La máxima deflexión basada en *L1360* es

$$\frac{L}{360} = \frac{24(12)}{360} = 0.80 > 0.597 \text{ pulg}$$

Por consiguiente, esta viga satisfará el criterio de deflexión menor de *L1360*.

III

Ejemplo 4-9 ¿Cuál es la deflexión estimada de la viga continua (miembro 22) del ejemplo 4-4? Se dan los datos en la figura E4-9.

Datos de la sección: W410 x 46.1

$$I = 156.1 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$E = 200\,000 \text{ MPa}$$

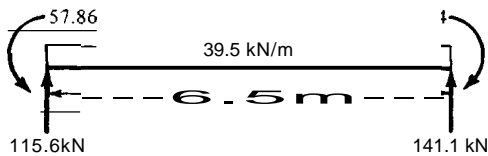


Figura E4-9

SOLUCION Para la deflexión será necesario usar la ecuación diferencial

$$Ely^{iv} = -w = -39.5$$

$$Ely''' = -39.5x + C_1 \quad \text{pero } e_1 = \text{reacción para } x = 0$$

$$Ely'' = -39.5x + 115.6$$

$$Ely' = -\frac{39.5x^2}{2} + 115.6x + C_2 \quad \text{pero } c_2 = M_{\text{parax}} = 0$$

$$Ely = -\frac{39.5x^3}{6} + \frac{115.6x^2}{2} - 57.86x + C_3$$

$$Ely' = -\frac{39.5x^2}{2} + \frac{115.6x}{2} - 57.86 + C_3 \quad C_3 = \text{pendiente para } x = 0$$

$$EI_y = -\frac{39.5x^4}{24} + \frac{115.6x^3}{6} - \frac{58.86x^2}{2} + C_3x + C_4$$

Deflexión = 0 para $x = 0$ y también para $x = L$, de lo que se obtiene $C_4 = 0$. Al sustituir $x = L$, se obtiene

$$C_3 = \frac{39.5L^3}{24} - \frac{115.6L^2}{6} + \frac{57.86L}{2}$$

Para $L = 6.5$ m, se obtiene $C_3 = -173.98$ (resultado de la computadora = 0.0043 rad) y

$$y = \frac{1}{EI} \left(-\frac{39.5x^4}{24} + \frac{115.6x^3}{6} - \frac{57.86x^2}{2} - 173.98x \right)$$

resulta aparente que Δ_x ocurre con $+M = M_{\text{máx}}$, para $x = 0.87 + 2.37 = 3.24$ m, a partir del extremo izquierdo. Para este valor de x en la ecuación precedente se calcula ///

$$\Delta_x = \frac{-393.5 \times 10^{-3} \text{ MN} \cdot \text{m}}{(200\,000)(0.0001561 \text{ m}^4)} = 0.0126 \text{ m}$$

$$= 12.6 \text{ mm (aproximadamente } \frac{1}{2} \text{ pulg)} \quad ///$$

4-8 FLEXION BIAxIAL y FLEXION EN SECCIONES ASIMÉTRICAS

En las secciones precedentes se ha considerado la flexión con respecto al eje X o al eje y de los perfiles W , M , o S . En todos estos casos, el momento producido por la carga se aplicaba perpendicularmente al eje X o el eje y , con una línea de acción pasando por el origen de los ejes. Esto producía el esfuerzo de flexión que se puede calcular usando la ecuación (4-1). Las secciones W , M y S son simétricas con respecto al plano $X-Y$ que contiene los ejes X e y y son por consiguiente ejes principales. Los ejes principales son tales que

$$I_x = \int A y^2 dA$$

$$I_y = \int A x^2 dA$$

$$I_{xy} = \int A xy dA = 0$$

La última ecuación, para I_{xy} es un término de producto de inercia que se origina cuando al menos uno de los ejes X e y no es eje de simetría. Los ejes principales se producen como ejes mutuamente perpendiculares que pasan por el centroide del área de tal manera que los momentos de inercia son un máximo con respecto a uno de los ejes y un mínimo con respecto al otro. Los ejes principales son ejes de simetría para las secciones simétricas pero se pueden determinar para secciones

asimétricas. Si el producto de inercia I_{xy} no es cero, los ejes que interesan no son ejes principales.

4-8.1 Secciones simétricas con flexión biaxial

Cuando los ejes X y Y son ejes principales pero la carga no se aplica perpendicularmente a los ejes principales (pero la resultante pasa por el origen de los ejes), se produce la flexión biaxial. Para esta condición de carga, es necesario determinar las componentes de la carga, perpendiculares a cada eje y utilizar la superposición para hallar los esfuerzos en los lugares críticos, usando,

$$f_b = \pm \frac{M_x}{S_x} \pm \frac{M_y}{S_y} \quad (4-9)$$

y para el cortante

$$f_v = \pm \frac{V_x Q_x}{I_x t_x} \pm \frac{V_y Q_y}{I_y t_y} \quad (4-9a)$$

La ecuación (4-9) se usa comúnmente para las vigas de fachada y los largueros de techo, donde hay componentes de fuerza tanto verticales como horizontales. Cuando la carga se aplica al patín superior del miembro (lo que es común para los largueros en los techos con pendiente) y se separa en componentes perpendiculares y paralelos a los ejes X e Y , la fuerza paralela al eje Y no pasa por el origen de los ejes. Esto constituye un estado de esfuerzos muy complejo que implica flexión biaxial y torsión. Se obtiene como solución aproximada

$$f_b = \frac{M_x}{S_x} + \frac{2M_y}{S_y}$$

esto es, usando la mitad del módulo de sección de la sección para la componente tangencial de flexión y el signo (+) se usa para obtener el esfuerzo.

Se usa ampliamente una forma alternativa de la ecuación (4-9) para la flexión biaxial y en una forma similar para combinar los esfuerzos de flexión y axiales. Para obtener esta forma se hace $Ib = F_b$ Y luego se dividen ambos lados de la ecuación entre el esfuerzo permisible F_b (fijándose en que esto se hará, aun cuando $F_{bx} \neq F_{by}$), se borra el (-) y se reordena para obtener

$$\frac{M_x}{F_{bx} S_x} + \frac{M_y}{F_{by} S_y} = 1.0$$

Cuando se haga esto, una sección con cualquier combinación de momentos y módulos de sección que produzca 1.0, o menos, resultará satisfactoria; se debe tratar de obtener un valor tan cerca de 1.0 como sea posible. Cualquier valor mayor de 1.0 implica un sobreesfuerzo.

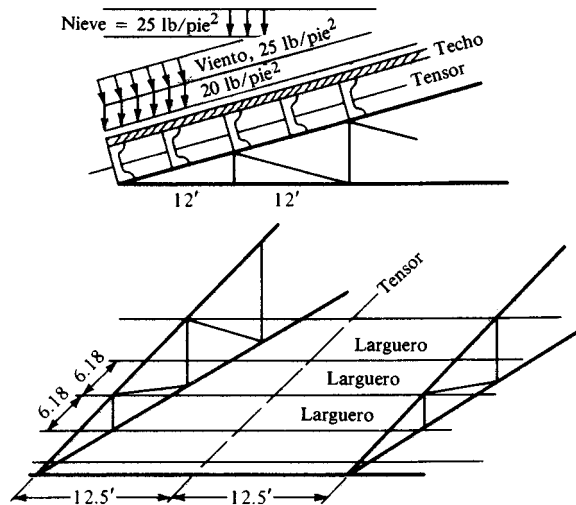


Figura E4-10

Ejemplo 4-10 Diseñese un larguero de techo usando una sección en canal para los cobertizos laterales y para la más crítica condición de carga del ejemplo 2-5. Colóquense los largueros a cada 6 pies medidos horizontalmente, como se muestra en la figura E4-10 y úsese tirantes a la mitad del claro, lo que dará una longitud sin apoyo de 12.5 pies para los momentos de flexión con respecto al eje Y del larguero.

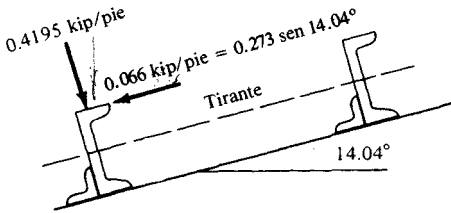
SOLUCION Datos adicionales tomados del ejemplo 2-5

$$\begin{aligned}
 \text{Carga muerta} &= 20.0 \text{ lb/pie-} \\
 \text{Carga viva} &= \text{carga de nieve} \quad 25 \cos () \\
 &25 \cos 14.04 \\
 \text{Total} &= \frac{24.25 \text{ lb/pie}^2}{44.25 \text{ lb/pie-}} \\
 \text{Carga vertical/pie} &6.18(0.04425) \\
 &0.273 \text{ kip/pie}
 \end{aligned}$$

Carga normal debida al viento a 25 lb/pie- = $6.18(0.025) = 0.1545$ kip/pie

Con viento, se puede aumentar en un tercio el esfuerzo permisible por lo que es preciso verificar que la componente normal de $D + S + W > 1.33(D + S)$:

$$\begin{aligned}
 D + S + W &= 0.273 \cos 14.04 + 0.1545 \\
 &= 0.4195 \text{ kip/pie} \\
 1.33(D + S) &= 1.33(0.273 \cos 14.04) \\
 &= 0.352 < 0.4195 \text{ kip/pie}
 \end{aligned}$$



Rige el caso del viento.

Con los tirantes como se muestran y las cargas aplicadas a la canal de la manera indicada:

$$u, = \frac{wL^2}{8} = \frac{0.4195(25)^2(12)}{8} = 393 \text{ pulg' . kips}$$

$$M_y = -2 \left(\frac{wL^2}{16} \right) \quad \text{donde } L = 12.5 \text{ pie (tabla IV-5 y ambareros cargados)}$$

$$= -2 \frac{(0.066)(12.5)^2(12)}{16} = -155 \text{ pu}^1 \text{ g. ips}$$

El esfuerzo permisible de flexión es $F_b = 0.6 F_y$ para una sección asimétrica; se aumenta en un tercio: $F_b = 0.6(36)(1.33) = 28.7$ kip/pulg². El esfuerzo crítico será a tensión, en el patín inferior, ya que M_x produce compresión en el lado del alma debido al momento negativo en el tirante. Nótese que el S_x de una canal se basa en la mayor distancia e (del centroide a la punta del patín).

$$\frac{M_x}{S_x} + \frac{2M_y}{S_y} = F_b$$

$$\frac{393}{S_x} + \frac{2(15.5)}{S_y} = 28.7$$

Se probarán varias secciones para encontrar una que satisfaga esta igualdad.

Primera prueba, C12 x 30:

$$S_x = 27.00 \text{ pulg'} \quad S_y = 2.06 \text{ pulg'}$$

$$\frac{393}{27.00} + \frac{31}{2.06} = 29.6 > 28.7 \text{ k/pul g}^2 \text{ N.S.}$$

Segunda prueba, C15 x 33.9:

$$S_1 = 42.00 \text{ pulg} \quad S_2 = 3.11 \text{ pulg}$$

$$\frac{393}{42.00} + \frac{31.0}{3.11} = 1^{9.3} \times 10^{28.7} \text{ k/pulg}^2 \quad \text{Correcto}$$

Se usará una sección C15 x 33.9, puesto que no hay otra sección más ligera (puede que sea preferible una sección W).

4-8.2 Flexión con respecto a ejes no principales

Ahora se considerará el caso donde los ejes X e Y no sean ejes principales y la carga tiene alguna otra orientación. Esta orientación puede ser paralela y perpendicular a los ejes principales o tener cualquier otra dirección, pero pasando siempre por el origen de los ejes. Si alguno de los ejes dados, X o Y , es un eje de simetría, se usará el caso A o el concepto de centro de cortante que se presenta en la sección siguiente. En este caso, las soluciones normales vienen dadas por

$$f_b = \frac{M_y I_x - M_x I_{xy}}{I_x I_y - I_{xy}^2} (x) + \frac{M_x I_y - M_y I_{xy}}{I_x I_y - I_{xy}^2} (y)$$

Se requiere prestar mucha atención a los signos cuando se use esta ecuación, y se obtendrá un signo $+$ para la compresión cuando se use la convención de signos de la figura 4-9. El término I_{xy} es el producto de inercia, definido junto con I_x e I_y , como

$$I_x = \int^A x^2 dA \quad I_y = \int^A y^2 dA \quad I_{xy} = \int^A xy dA$$

Los momentos de inercia I_x e I_y son siempre positivos; sin embargo, I_{xy} puede ser ó $(+)$ o $(-)$. La orientación de los ejes principales con respecto a los ejes donde X e Y es (véase también la figura 4-9):

$$\tan 2\theta = \frac{2I_{xy}}{I_y - I_x} \quad (4-11)$$

Los momentos de inercia con respecto a los ejes principales, I_{xp} e I_{yp} , se pueden calcular una vez que se conozca I_x , I_y e I_{xy} , y se puede usar la ecuación (4-9) en lugar de la

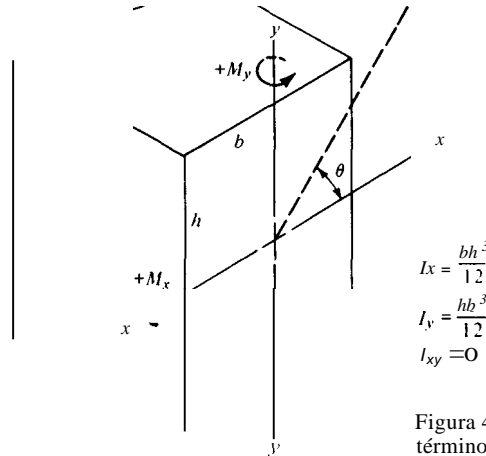


Figura 4-9 Signos convencionales e identificación de los términos para la ecuación (4-10) y la (4-11).

ecuación (4-10), si se usan los momentos principales. Los momentos principales de inercia son:

$$\begin{aligned} I_{xp} &= I_x \cos^2 \theta + I_y \sin^2 \theta - 2I_{xy} \sin \theta \cos \theta \\ I_{yp} &= I_y \cos^2 \theta + I_x \sin^2 \theta + 2I_{xy} \sin \theta \cos \theta \end{aligned} \quad (4-12)$$

Nótese que si se suman las ecuaciones (4-12) se obtiene la siguiente igualdad útil:

$$I_{xp} + I_{yp} = I_x + I_y$$

Ejemplo 4-11 Se usa un angular 203 x 152 x 25.4 como dintel por encima de una puerta corrediza. Investíguense los esfuerzos a flexión y estímesese la deflexión producida en este angular de lados desiguales para la carga que se muestra en la figura E4-11.

SOLUCION Supóngase que:

1. La mampostería no puede resistir ningún esfuerzo apreciable de tensión, de modo que cualquier deflexión produce el diagrama triangular de carga que muestran las grietas.
2. La mampostería + el lado vertical del angular resiste cualquier deflexión fuera del plano.
3. La flexión asimétrica ocurre debido a que los ladrillos no están colocados de tal manera que la resultante coincida con el centro del área.

Usando los pesos dados en la tabla IV-3 del SSDD y utilizando un revestimiento con un espesor igual a un ladrillo se tiene que:

Peso/m- = $\frac{\text{peso de un muro de ladrillo de 200 mm}}{2} \times \text{la altura del muro sobre el dintel}$

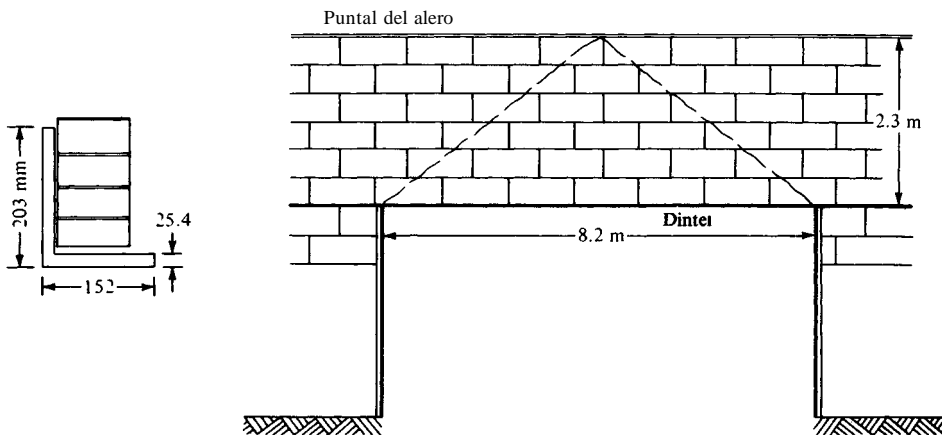


Figura E4-11

$$w = \frac{3.77}{2} \times 2.3 \text{ m} = 1.89 \text{ kN/m} \quad (\text{véase tabla IV-3, SSDD})$$

$$\begin{aligned} \text{Peso del angular} &= 0.645 \text{ kN/m} \\ \text{Total} &= 2.535 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$M = WL/6$ tomada de la tabla IV-5, donde $W = wL/2$.

$$U_s = \frac{10.39}{8.2} = 14.21 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Nótese que se desprecia cualquier torsión debido a que no se coloquen los ladrillos de tal manera que su peso actúa a través del centro de área del angular.

Las propiedades de la sección L203 x 512 x 25.4 son:

$$\begin{aligned} I_x &= 33.63 \times 10^{-6} \text{ m}^4 & I_y &= 16.1 \times 10^{-6} \text{ m}^4 & A &= 8.387 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \\ r_z &= 32.5 \text{ mm} & \tan \alpha &= \tan \theta = 0.543 \\ \theta &= \tan^{-1} 0.543 = 28.5^\circ \end{aligned}$$

De la ecuación (4-1),

$$\begin{aligned} I_{xy} &= (I_x - I_y) \tan \theta \\ &= (16.1 - 33.63) \tan 2(28.5) = -27.0 \times 10^{-6} \text{ m}^4 \end{aligned}$$

El eje Z-Z de la tabla V-8 es el I_{xp} usado en este caso

$$I_{xp} = A r_z^2 = 8.387 \times 10^{-3} \text{ m} (0.0325 \text{ m})^2 = 8.859 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

Como $I_{xp} + I_{yp} = I_x + I_y$,

$$I_{yp} = 33.63 + 16.1 - 8.859 = 40.87 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

Usando la ecuación (4-1) y fijándose en que $M_y = 0$, se obtiene

$$f_b = -\frac{M_x I_{xy}}{D} x + \frac{M_x I_y}{D} y$$

donde $(I_x I_y - F_{xy}) \times 10^3$ (se usa 10^3 para convertir kN a MN). Sustituyendo valores se obtiene

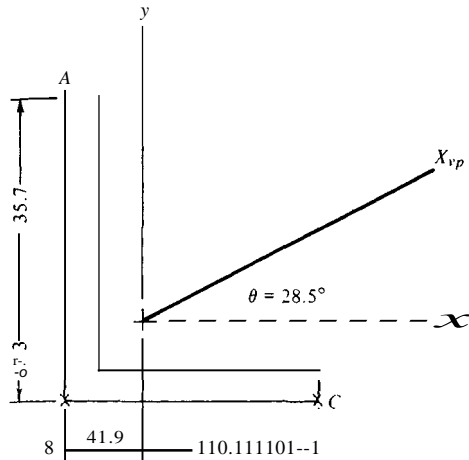
$$fb = -2046x - 1220y \quad (\text{si se hace igual a cero, da la situación del eje neutro})$$

En el punto A, $x = -0.0419$, $y = +0.1357$ m.

$$\begin{aligned} fb &= -2046(-0.0419) - 1220(0.1357) \\ &= -79.8 \text{ MPa} \quad (\text{compresión}) \end{aligned}$$

En el punto B, $x = -0.0419, y = -0.0673$.

$$f_b = 167.8 \text{ MPa} \quad (+ = \text{tensión})$$



En el punto C, $x = 0.110, y = -0.0673$.

$$f_b = -142.9 \text{ MPa} \quad (- = \text{compresión})$$

Si se usa $f_b = Mc/I$ se tiene que:

En el punto A:

$$f_b = \frac{14.21(0.1357)}{33.63} (10^3) = 57.3 \text{ MPa} \quad (\text{compresión})$$

En los puntos B y C:

$$f_b = \frac{14.21(0.0673)}{33.63} (10^3) = 28.4 \text{ MPa} \quad (\text{tensión})$$

Estos valores difieren en modo considerable de los calculados usando flexión asimétrica.

Verifiquese de manera aproximada las deflexiones usando la tabla IV-S para una viga simplemente apoyada:

$$\Delta = \frac{wL^3}{60EI} = \frac{10.394(8.2)^3}{60(200\,000)(33.63 \times 10^{-6})} = 0.0142 \text{ m}$$

Esta deflexión tiene un valor calculado de 14.2 mm (más de 1/2 pulg), que podría hacer que se rajara el recubrimiento de ladrillo, en el caso de que ocurriera en realidad. Sería preciso aplicar buen juicio ingenieril para decidir si este angular resultaría satisfactorio teniendo una posible deflexión de 14 mm, pero que quizá fuese mucho menor que dicho valor. / / /

4-9 CENTRO DE CORTANTE DE SECCIONES ABIERTAS

El centro de cortante sitúa el punto con respecto a una sección transversal en donde se debe aplicar la carga de flexión de modo que no ocurra ningún retorcimiento (O torsión) cuando los esfuerzos cortantes debidos a la flexión actúan en el plano que pasa por el punto. Por tanto, si la carga pasa por el centro de cortante, se puede analizar la sección para flexión y cortante simples, usando las ecuaciones (4-9) y (4-90). Si la carga de la viga no pasa por el centro de cortante, se desarrolla un momento de torsión que produce esfuerzos cortantes torsionales con un valor de

$$f_s = \frac{Ve't}{J} \quad (4-13)$$

donde Ve = Cortante y excentricidad del cortante con respecto al centro de cortante

t = Espesor del elemento donde se desea hallar el esfuerzo cortante

J = Constante torsional de la sección, para un rectángulo delgado

$$J = \frac{bt^3}{3} \quad b/t \rightarrow 10 \quad (\text{alma y algunos patines de las secciones})$$

$$J = \frac{bt^3}{3} - 0.21t^4 \quad b/t \rightarrow 4 \quad (\text{patines gruesos, como en los canales})$$

El cálculo del centro de cortante resulta complicado excepto para los perfiles más simples. Por fortuna, la mayoría de las secciones tiene situado el centro de cortante en un lugar conveniente (véase figura 4-10), por ejemplo:

1. Si una sección contiene un eje de simetría, el centro de cortante se halla sobre dicho eje.
2. Se infiere, de (1) que el centro de cortante de todas las secciones con simetría respecto a ambos ejes se halla en la intersección de los dos ejes (todos los perfiles W, M, y S).
3. En todas las secciones que consisten de elementos formados por placas que se intersecan (angulares, tes, etc), el centro de cortante se encuentra en la intersección de las placas.

Es más fácil demostrar que el centro de cortante E_0 (usando los símbolos de la tabla 1-6) para canales es

$$E_0 = \frac{b_1 t_f}{2b_1 t_f + h' t_w / 3} \quad (4-14)$$

donde

$$b_1 = b_f - t_w / 2$$

$$h' = d - t_f = \text{peralte promedio de la sección}$$

$$t_f, t_w = \text{espesor del patín y del alma, respectivamente}$$

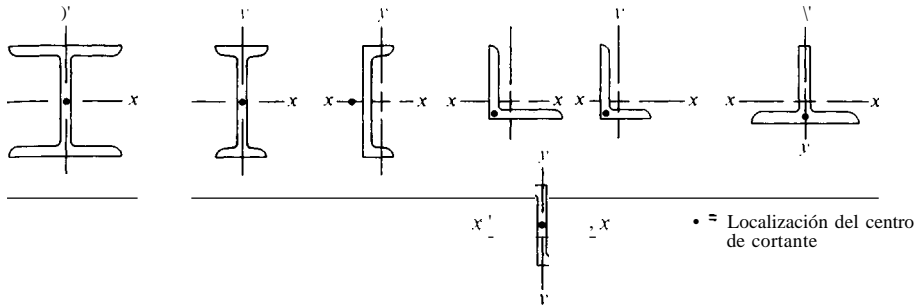


Figura 4-10 Localización del centro de cortante para varios perfiles laminados.

Usando estos valores para una C10 x 30, con $d = 10.00$ pulg, $b_f = 3.033$ pulg, $t_f = 0.436$ pulg, y $t_w = 0.673$ pulg, se obtiene $E_O = 0.705$ pulg, como en las tablas del AISC y la tabla 1-6 del SSDD.

El lector debe fijarse en que hay varias ecuaciones que se usan en las diversas tablas de diseño y que suministran valores de E_O ligeramente diferentes de las de la ecuación (4-14), dependiendo de las suposiciones que se hagan para el flujo de cortante en los patines. El cálculo del centro de cortante de los perfiles más complicados está fuera del alcance de este texto; el lector puede consultar cualesquiera de los textos sobre mecánica de materiales avanzada.

El esfuerzo de flexión para las condiciones en las que se desarrolla torsión, debido a que la carga aplicada no pasa por el centro de cortante es, aproximadamente

$$f_b = \frac{Mc}{I} + \frac{Vxb_f}{2I_f} \quad (4-15)$$

donde $Me!1$ = Cálculo común del esfuerzo de flexión

V = Cortante a una distancia x a lo largo de la viga, a partir del origen

b_f = Ancho del patín sometido a esfuerzo

x = Distancia desde el origen del eje hasta V , y donde se desea I_b

I_f = Momento de inercia del patín sometido a esfuerzo; aproximadamente $I_y/2$ para un canal

Ejemplo 4-12 ¿Cuál es el esfuerzo aproximado de flexión y torsión en una canal C10 x 30, con la carga que se muestra en la figura E4-12?

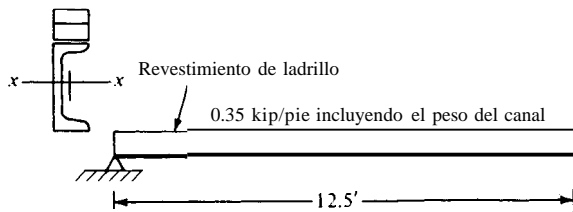


Figura E4-12

SOLUCION De la tabla 1-6, las propiedades de la sección de una C10 x 30 son:

$$S_x = 20.70 \text{ pulg}^3 \quad E_O = 0.705 \text{ pulg}$$

$$I_y = 3.94 \text{ pulg}^4 \quad b_f = 3.033 \text{ pulg}$$

En la mitad del claro:

$$x = \frac{L}{2} \quad V = 0$$

$$M = \frac{wL^2}{8} = \frac{0.35(12.5)^2(12)}{8} = 82.0 \text{ pulg}^3 \text{ kips}$$

$$fb = \frac{82}{20.7} = 3.96 \text{ ksi} \ll 0.6F_y (22 \text{ k/pulg})$$

Para $x = L/4 = 3.13$ pies:

$$M_x = \frac{w(L/2 - x)^2}{2} = \frac{0.35(12.5 - 3.13)^2(12)}{2} = 57 \text{ pulg}^3 \text{ k' rps}$$

$$V_x = \frac{wL}{2} - wx = 0.35\left(\frac{12.5}{2} - 3.13\right) = 1.092 \text{ kips}$$

$$f_{fb} = \frac{5.7}{20.7} + \frac{1.092(3.13)(3.03)(12)}{3.94}$$

$$= 0.3 + 31.6 = 31.9 \text{ k/pulg} \gg 0.6F_y$$

Nótese que si la canal se diseñara sin considerar la torsión y la posición del centro del cortante, el esfuerzo de flexión aparente a la mitad del claro indica que la sección está considerablemente sobrediseñada. Cuando se consideran los efectos del centro de cortante, la sección no resultará adecuada a menos que se suponga que el análisis es demasiado aproximado y que las conexiones extremas son tales que restringen la rotación de manera que no se desarrollan grandes esfuerzos de flexión. El autor supondría, por su parte, que la sección está considerablemente subdiseñada y usaría una sección distinta, ya que se incurriría en un gran riesgo de diseño en comparación con la poca economía al usar una sección más ligera.

El esfuerzo cortante de torsión se puede evaluar como

$$f_s = -\frac{Ve't_f}{J}$$

J = Contribución del alma + los dos patines

$$J = \frac{bt^3}{3} + 2\left(\frac{bt^3}{3} - 0.21t^4\right)$$

$$= 10 + \frac{2(0.436)(0.673)^3}{3} + \frac{2(3.033)(0.436)^3}{3} - 0.21(0.436)^4$$

$$= 0.927 + 0.152 = 1.08 \text{ pulg}^4 \text{ (vs. 1.22 pulg}^4 \text{ en el SSDD)}$$

La discrepancia entre el valor de J calculado anteriormente y el de las tablas SSDD se debe al uso de un cálculo más refinado en las tablas, que tiene en cuenta el aumento de la rigidez en la intersección del patín y el alma. Se usará el valor de $J = 1.22$ que se halla en la tabla.

$$e' = E_o + \bar{x} = 0.751 + 0.649 = 1.40 \text{ pulg}$$

$$f_s = \frac{1.092(1.40)(0.436)}{1.22} = 0.546 \text{ kips/pulg- que parece satisfactorio} \quad ///$$

4-10 DISEÑO DE VIGAS SIN SOPORTE LATERAL

En muchos casos, los miembros a flexión tienen el patín de compresión con restricción adecuada para satisfacer el apoyo lateral, o los requerimientos de soporte lateral. Esto es cierto en particular en las vigas que soportan pisos y techos, donde la viga está en contacto directo continuo con el piso o el techo o si no algo empotrada en los mismos. En los casos en que el sistema de piso consiste en una cubierta metálica colocada sobre las vigas, puede que no se provea adecuado apoyo lateral si la resistencia se debe sólo a la fricción. En dichas situaciones, soldaduras cuidadosamente situadas para tomar por ejemplo del 2 al 3 por ciento de la fuerza sobre el patín (0.02 a $0.03 A_f b$) proveerán soporte lateral adecuado. No se requiere una restricción lateral muy grande, como se evidencia en la aplicación de fuerza meramente manual para restringir vigas de dimensiones relativamente grandes contra el pandeo lateral en las pruebas de laboratorio.

La flexión y alabeo laterales en las vigas sin apoyo lateral se ha ilustrado ya en las figuras 4-2 y 4-3. Hay situaciones diversas, que abarcan especialmente miembros verticales a flexión y vigas que se usan para soportar las cargas de columnas en grandes áreas abiertas, trabes carriles, y vigas continuas de grandes claros, donde el patín a compresión no está en contacto con la cubierta u otros elementos; en estos casos no es práctico proveer soporte lateral, excepto en los extremos y/o en unos pocos puntos interiores dentro del claro. En aquellas condiciones donde el patín a compresión no está apoyado cierta distancia, la acción tipo columna resultante, puede producir pandeo del patín, alabeo (rotación parcial o total de la sección), y flexión lateral. Sólo el efecto de superposición de los esfuerzos verticales de compresión, debidos a la flexión sumados a los esfuerzos de compresión debidos a la flexión lateral, al deflexionarse la sección fuera del plano, puede producir esfuerzos de fluencia o pandeo en un lado del patín sujeto a compresión. En cualquier caso, donde sea posible esta situación, se reducen los esfuerzos permisibles de compresión. Esta reducción es crítica cuando la sección es ligera y con un peralte grande, puesto que con la flexión lateral la resistencia al alabeo de los patines y el alma es pequeña. Esto también resulta cierto para vigas largas sin apoyo en casi toda su longitud, puesto que, como sucede con el pandeo de una columna de gran longitud, se necesita sólo una carga pequeña (o esfuerzo) para hacer que el patín a compresión se flexione lateralmente fuera del plano y exista la tendencia al alabeo.

Se puede efectuar una combinación teórica de la resistencia lateral por flexión y torsión para obtener el esfuerzo crítico de pandeo en el patín a compresión:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E \sqrt{C_w I_y}}{L^2 S_x} \sqrt{1 + \frac{L^2 G J}{\pi^2 E C_w}} \quad (4-16)$$

o, alternativamente,

$$F_{cr} = \frac{\pi \sqrt{E I_y G J}}{L S_x} \sqrt{\frac{\pi^2 E C_w}{L^2 G J} + 1} \quad (4-17)$$

donde J = Constante de torsión, definida previamente y que se da en la tabla de propiedades de las secciones del SSDD

C_w = Constante de alabeo $\approx \frac{1}{24} t_f b_f^3 (d - t_f)^2$

G = Módulo de cortante $= 2(1 + \frac{E}{\mu}) = 11.150$ k/pulg- para $\mu = 0.3$

I_y = Momento de inercia con respecto al eje Y

S_x = Módulo de sección con respecto al eje X

L = Longitud no soportada lateralmente

Si se realizan las siguientes aproximaciones:

$$I_y = A r_y^2 \quad r_x = 0.41d$$

$$S_x = \frac{2A r_x^2}{d} \quad h = 0.95d$$

y se sustituyen en la ecuación (4-16), se obtiene

$$F_{cr} = \frac{14E}{(L/r_y)^2} \sqrt{1 + 0.0476 \left(\frac{L/r_y}{d/t_f} \right)^2} \quad (4-18)$$

Sustituyendo de manera similar en la ecuación (4-17), se obtiene

$$F_{cr} = \frac{3E}{L d f_y t_f} \sqrt{1 + 2 \left(\frac{d/t_f}{L/r_y} \right)^2} \quad (4-19)$$

Para vigas con baja rigidez torsional, la ecuación (4-18) es casi

$$F_{cr} = \frac{14E}{(L/r_y)^2} \quad (4-20)$$

y para vigas con alta rigidez torsional, la ecuación (4-19) es aproximadamente

$$F_{er} = \frac{3E}{Ld/r_y t_f} \quad (4-21)$$

Uno de los métodos para obtener F_{er} consiste en calcular valores tanto de la ecuación (4-20) como la (4-21), y usar el mayor valor. Sin embargo, nótese que la expresión original de la ecuación (4-17) toma la forma siguiente, cuando se usan los valores aproximados de las ecuaciones (4-20) y (4-21):

$$F_{er} = \sqrt{\left[\frac{14E}{(L/r_y)^2} \right]^2 + \left[\frac{3E}{(L/r_y)^2} \right]^2} \quad (4-22)$$

Esta ecuación se puede interpretar de la manera mostrada en la figura 4-11. Si no se usa la resultante para F_{er} , la solución más apropiada después de esta última consiste en usar la rama más larga del triángulo recto, lo que produce un error máximo de $(\sqrt{2} - 1.0)100 = 41$ por ciento. La mayoría de los casos no serán tan extremos.

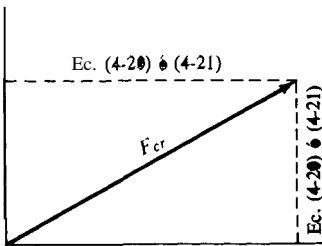


Figura 4-11 Interpretación gráfica de la ecuación (4-22)

Se pueden ahora desarrollar las especificaciones del AISC usando las diversas ecuaciones precedentes, junto con algunas simplificaciones adicionales y redondeando números. Más o menos desde 1946, las especificaciones del AISC han usado la siguiente fórmula basada en la sustitución de $\tau_y = 0.22b$, aplicando un factor de seguridad de 1.67 y un factor C_b para tener en cuenta el gradiente de momento (que es la última modificación) a la ecuación (4-21), y obtener

$$F_b = \frac{12\,000C_b}{Ld^3At^3} \leq 0.6F_y \quad [\text{AISC, ecuación (1.5-7)}] \quad (4-23)$$

$$S_x = \frac{82\,700C_b}{Ld^3At^3} \quad (\text{Unidades SI}) \quad (4-23m)$$

donde A_f = Área del patín a compresión = $b_f t_f$

d = Peralte de la sección; nótese que la razón d/A_f está calculada y tabulada en las tablas de propiedades de las secciones

$C_b = 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2 \leq 2.3$. En esta ecuación, M_1 es siempre el *menor* M_2 el mayor momento en el extremo de la longi-

tud sin soporte lateral $M_1/M_2 = (+)$ cuando los momentos son del mismo signo (lo que produce curvatura doble) y $M_1/M_2 = (-)$ cuando son de signos opuestos. Se usará $C_b = 1.0$ cuando el momento en el interior de la longitud no soportada es mayor que cualquiera de los momentos extremos sin importar el signo.

El Column Research Council ha propuesto como alternativa a la ecuación (4-20), la fórmula básica de columnas

$$F_{cr} = \left[1.0 - \frac{(L/r)^2}{2C_e^2 C_b} \right] F_y \quad (4-24)$$

Haciendo $FS = 1.67$, esta ecuación se convierte en

$$F_b = \left[1.0 - \frac{(L/r)^2}{2C_e^2 C_b} \right] 0.60 F_y \quad (4-25)$$

donde el término C_e = relación de esbeltez para la que los esfuerzos residuales producen pandeo inelástico, o la transición L/r de pandeo inelástico a pandeo de Euler:

$$C_e = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$$

Sustituyendo este valor y usando 0.667 en lugar de 0.6 en el primer término (1.0) y aproximadamente 0.75 para el segundo término en la ecuación (4-24), se obtiene

$$r = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y (L/r_T)^2}{1530 \times 10^3 C_b} \right] F_y \quad [\text{AISC, ecuación (1.5-60)}] \quad (4-26)$$

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y (L/r_T)^2}{10.6 \times 10^6 C_b} \right] F_y \quad (\text{Unidades SI}) \quad (4-26m)$$

donde r_T = radio de giro del patín a compresión + $1/3$ del área a compresión del alma, tomada con respecto al eje Y ; estos valores se dan también en las tablas del AISC y el SSDD.

En la ecuación (4-26) se tiene en cuenta la posibilidad del pandeo inelástico; sin embargo, el pandeo elástico es también una posibilidad, dependiendo de las proporciones de la sección y de la longitud sin soporte lateral. En este caso se puede usar la ecuación (4-18) con $r = 0.38d$ en lugar de $0.41d$, para obtener

$$F_{cr} = \frac{16E}{(L/r_y)^2}$$

Dividiendo entonces entre $FS = 1.92$ Y tomando $rr \approx 1.2ry$, se obtiene un esfuerzo permisible de flexión de

$$F_b = \frac{170 \times 10^3 C_b}{(L/r_T)^2} \quad \text{(Unidades pie lb seg)} \quad [\text{AISC, ecuación (1.5-6b)}] \quad (4-27)$$

$$F_b = \frac{1.17 \times 10^6 C_b}{(L/r_T)^2} \quad \text{(Unidades SI)} \quad (4-27m)$$

La relación mínima L/r_T para usar la ecuación (4-26) se halla haciendo $F_b = 0.6F_y$ para obtener (con un ligero redondeo):

$$\frac{L}{r_T} = \frac{\sqrt{102 \times 10^3 C_b}}{F_y} \quad \text{(Unidades pie lb seg)}$$

$$\frac{L}{r_T} = \frac{\sqrt{706 \times 10^3 C_b}}{F_y} \quad \text{(SI)}$$

Por criterios diferentes del L/r_T (como el de la sección compacta o la ecuación AISC 1.5-7) se determinará F_b , cuando L/r_T es menor que el obtenido de la ecuación anterior. La relación mínima de L/r_T para la que se aplica la ecuación (4-27) se halla igualando las ecuaciones (4-26) y (4-27) (redondeando ligeramente otra vez):

$$\frac{L}{r_T} = \frac{\sqrt{510 \times 10^3 C_b}}{F_y} \quad \text{(pie lb seg)}$$

$$\frac{L}{r_T} = \frac{\sqrt{3.54 \times 10^6 C_b}}{F_y} \quad \text{(SI)}$$

En todos estos casos se necesita calcular el esfuerzo permisible de flexión por las ecuaciones del AISC (1.5-60) o (1.5-6b) dependiendo del L/r_T y por la ecuación AISC (1.5-7). El valor mayor que se obtenga de las dos ecuaciones es el que se emplea para el diseño. Se puede usar un análisis más refinado", según el AISC. Lo que significa que se puede usar

$$F_b = \sqrt{\begin{matrix} \text{Eq. (1.5-60)}^2 \\ \text{or} \\ \text{Eq. (1.5-6b)} \end{matrix} + [\text{Eq. (1.5-7)}]^2}$$

según la ecuación (4-22) y como se ilustra en la figura 4-11 .

Se puede resumir de la siguiente manera el diseño de vigas sin apoyo lateral:

1. Se supone en primer lugar que $F_b = 0.6 F_y$ y se selecciona tentativamente una sección, usando una tabla como la tabla-II-f del SSDD que da también L_e y L_u . Si la longitud real sin soporte lateral $L_b \leq L_e$ o L_u , se podrá obtener una solución directa puesto que la longitud no soportada no será un factor por considerar.
2. Si la sección tentativa indica que $L_b > L_e$ puede que la longitud sin soporte sea un factor de diseño. Usando la sección tentativa, o una algo mayor, calcúlese F_b usando la ecuación (4-23). Si esta ecuación da un valor de F_b que satisfaga la flexión, se obtendrá una solución (que tal vez no será la mejor).
3. Si la ecuación (4-23) no da una solución satisfactoria, el diseñador tendrá que usar la ecuación (4-26) o la (4-27), dependiendo de la relación L/rT . Usese el valor mayor de F_b que se obtenga, ya sea de la ecuación (4-23) o de las ecuaciones de control (4-26) ó (4-27) según lo determina L/rT .

Se puede usar una tabla de longitudes no soportadas lateralmente versus momentos permisibles de flexión, como las tablas 11-3 ó VI-3, para obtener un diseño directo o para dar una indicación de las secciones que posiblemente puedan resultar **adecuadas**.

Los siguientes ejemplos ilustran el uso de las ecuaciones para vigas no soportadas lateralmente.

Ejemplo 4-13 Dada una trabe que utiliza una W36 x 300 y que soporta dos columnas, como se muestra en la figura E4-13, ¿cuál será la carga máxima de las columnas usando las especificaciones ASCE y acero A-36? Supóngase que la trabe está restringida contra rotación solamente en los extremos. Las columnas pueden proveer alguna restricción lateral, pero no se la tendrá en cuenta.

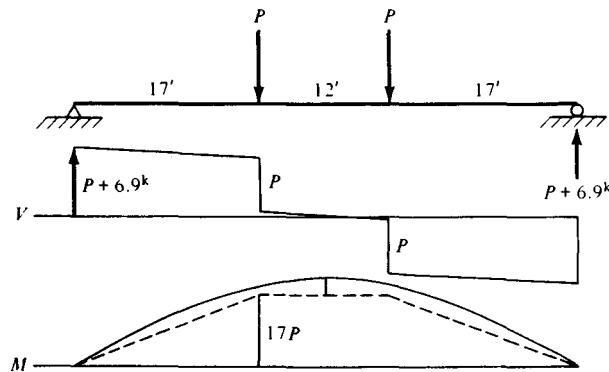


Figura E4-13

SOLUCION Complétese la figura E4-13 trazando los diagramas de cortante y momento, como se muestra. A continuación, obténgase de la tabla 11-1 del SSDD, para una W36 x 300, $L_e = 17.6$ pies y $L_u = 35.3$ pies. Como $L_b > L_e$; ($46 > 35.3$), se ve inmediatamente que $F_b < 0.6 F_y$.

$$M = 17P(12) + \frac{0.30(46)2(12)}{8}$$

$$M = 204P + 952.2 \text{ pulg} \cdot \text{kips}$$

úbténganse de la tabla 1-3 las propiedades de sección para una W36 x 300:

$$S_x = 1110 \text{ in}^3 \quad \frac{d}{A_f} = 1.31 \text{ pulg}^{-1} \quad r = 4.422 \text{ pulg}$$

Cálculo alternativo de d/A_f :

$$d = 36.74 \text{ pulg} \quad b_f = 16.655 \text{ pulg} \quad t_f = 1.680 \text{ pulg}$$

$$\frac{d}{A_f} = \frac{d}{b_f t_f} = \frac{36.74}{16.655(1.680)} = \frac{1.31}{\text{pulg}}$$

Cálculo alternativo de r :

$$I_f = \frac{t_f b_f^3}{12} = \frac{1.690(16.655)^3}{12} = 646.8 \text{ pulg}^4$$

$$A_f + \frac{A_w}{6} = 16.655(1.680) + \frac{36.74}{6} = \frac{2(1.680)0.945}{6}$$

$$= 33.24 \text{ pulg}^2$$

$$r = \sqrt{\frac{I_f}{A}} = \sqrt{\frac{646.8}{33.24}} = 4.411 \text{ pulg}$$

La ligera discrepancia se debe a los cálculos algo aproximados que se han usado; sin embargo, este método es satisfactorio cuando hay que calcular r .

$C_b = 1.0$, ya que en el diagrama de momentos se muestra que los momentos extremos son 0 y que el momento en el claro interior es mayor.

$$\frac{L}{r} = \frac{46(12)}{4.42} = 124.89$$

Compruébese si la ecuación I.S-6b del AISC [ecuación (4-27)] se puede aplicar:

$$\frac{L}{r} = \sqrt{\frac{510 \cdot 000(1)}{36}} = 119 < 124.9$$

Úsese la ecuación I.S-6b del AISC [ecuación (4-27)]:

$$F_b = \frac{170 \cdot 000(1)}{124.9^2} = 10.9 \text{ kips/pulg}^2$$

Úsese también la ecuación 1.5-7 [ecuación (4-23)] del AISC:

$$F_b = \frac{12\,000(1)}{Ld/A_f} = \frac{12\,000}{46(12)(1.31)} = 16.6 \text{ kips/pulg}^2$$

Usese $F_b = 16.6 \text{ kips/pulg}$ (valor mayor):

$$I_b = \frac{M}{S} = F_b \rightarrow M = SF_b$$

$$204P + 952.2 = 16.6(1110)$$

$$P = \frac{17\,473.8}{204} = 85.6 \text{ kips} \quad ///$$

Es fácil comprobar el ejemplo anterior, ya que se había seleccionado el tamaño de la viga y sólo es necesario determinar el esfuerzo permisible de flexión. En la mayoría de los casos de diseño es más bien un proceso iterativo, pues aunque se dan las cargas, no se sabe cuál será la sección más económica. A veces se pueden usar cartillas como las del AISC, que dan el momento permisible para varias longitudes no soportadas, o si no, en forma alternativa, tablas obtenidas de computadoras, como la tabla 11-3 o la VI-3 del SSDD, que dan el momento permisible para perfiles seleccionados con diversas longitudes sin soporte, L_b . También se debe observar que si la ecuación (4-23) rige el diseño, el uso de acero A-36 resulta la solución más económica (el lector debe verificar la veracidad de esta observación).

Ejemplo 4-14 En la figura E4-14 se muestra una trabe carril sin apoyo lateral en un almacén industrial. Seleccione la sección W más ligera que limite también la deflexión a $L/360$. Se usará acero A-36. Nótese que el trole de la grúa viaja sobre un riel de ferrocarril de 90 lb sujeto en la parte superior del patín ($90 \text{ lb} = 90 \text{ lb/yd} = 30 \text{ lb/pie}$).

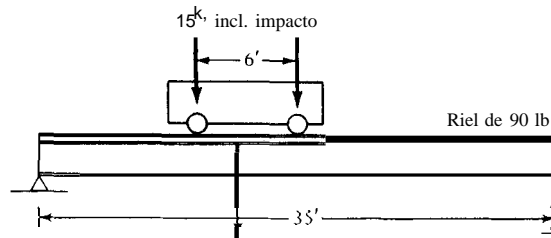


Figura E4-14

SOLUCION Hállese el momento máximo. Escribbase una ecuación para M en términos de x y hágase $dM/dx = 0$.

$$M = \frac{(15x + 15(x + 6))}{L} - (x + 6)$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 = -60x - 270 + 30L \quad x = 13 \text{ pies del lado izquierdo}$$

$$M = \left(\frac{30}{2} \times 13 + \frac{90}{35} \right) (35 - 13 - 6) = 219.4 \text{ ft} \cdot \text{kips}$$

Estímese aproximadamente el peso de la viga como el 10% de la carga:

$$\left(\frac{0.03}{35} \times \frac{35}{2} + 30 \right) (0.1) = 0.09 \text{ k' / pie}$$

$$M_{\text{de la viga}} = w L^2 = \left(\frac{0.09}{8} + \frac{0.03}{8} \right) (35)^2 = 1.84 \text{ k' pie}$$

$$M_{\text{total}} = 237 \text{ pie} \cdot \text{kips}$$

Con una gran longitud sin apoyo del patin a compresión, L_b' se tiene que estimar de alguna manera la dimensión de la viga. Nótese que de la tabla JI-3 del SSDD, se han seleccionado secciones con los momentos dados hasta longitudes de 34 pies de longitud sin apoyo. Como 35 pies es ligeramente mayor, se usará esta tabla como guía para seleccionar las siguientes secciones tentativas:

$$\text{W12} \times 96: \quad S_x = 131.0 \quad L_u = 39.9 \quad (\text{tabla 11-4 para W12})$$

$$\text{W14} \times 90: \quad S_x = 143.0 \quad L_u = 34 \quad \frac{d}{A_f} = 1.36 \quad (\text{tabla 1-3})$$

$$\text{W16} \times 100: \quad S_x = 175.0 \quad L_u = 28 \quad \frac{d}{A_f} = 1.65$$

$$\text{W18} \times 97: \quad S_x = 188.0 \quad t_f = 24.1 \quad \frac{d}{A_f} = 1.92$$

Pruébese una W14 x 90 y compruébese con la ecuación (1.5-7) del AISC. Se toma $C_b = 1.0$.

$$F_b = \frac{12,000}{(35)(12)(1.36)} = 21 \text{ k' / pulg}^2$$

$$M_a = F_b S_x = \frac{21(143)}{1.2} = 250 \text{ pie} \cdot \text{kips} > 237 \quad \text{Correcto}$$

Revisense las deflexiones:

$$I_x = 999.0 \text{ pulg}^4$$

Obténganse, de la figura 4-8, las deflexiones que se necesitan para la carga delantera:

$$\Delta_{\text{carga}} = \frac{15(19)^2(16)^2}{3EIL} + \frac{15(13)(16)}{6EIL} (L_2 - 13_2 - 16_2)$$

$$= \frac{1}{31L} (47.80 + 43.03)(1728) = 1.5 \text{ pulg}$$

$$\frac{L}{360} = \frac{35(12)}{360} = 1.2 < 1.5 \text{ pulg}$$

Se usará una sección mayor; un cálculo auxiliar indica que una W18 x 97 no sirve. Pruébese una W16 x 100:

$$l = 1490 \text{ pulg}$$

$$F_b = \frac{12,000}{(35)(12)(1.65)} = 1.73 \text{ k' / pulg}^2$$

$$M_a = \frac{17.3(175.0)}{12} = 252 \text{ pie} \cdot \text{kips} \quad \text{Correcto}$$

$$\Delta = \frac{15(999.0)}{1490.0} + \frac{5(0.10 + 0.03)(35)4^{1728}}{384E(1490)} = 1.10 < 1.2 \text{ pulg} \quad \text{Correcto}$$

Se usará una sección W16 x 100

///

En estos dos ejemplos se ilustra el método de aplicación de esfuerzos permisibles reducidos a flexión, usando las especificaciones del AISC cuando el patín a compresión está sin apoyo lateral. El lector debe observar (véase también la Parte III del SSDD para el AASHTO y el AREA) que las especificaciones de la AASHTO son algo más fáciles de aplicar, porque el esfuerzo de flexión se reduce a partir del valor básico, en función de la relación Lb/b_f .

4-11 VIGAS CON PATINES NO PARALELOS

La economía estructural o la apariencia pueden dictar el uso de vigas acarteladas, como se muestra en la figura 4-12. Según aumenta el peralte de la viga, es evidente que la capacidad de momento aumenta rápidamente. El análisis teórico de este tipo de vigas es algo complicado y como por lo general no se conocen con precisión las cargas, se usan comúnmente métodos simplificados de análisis. En la figura 4-120 se ilustra un método de análisis para una viga acartelada. Se toma el eje neutro de tal manera que el ángulo $\phi/2$ sea como se muestra. Examinando con cuidado la figura, es evidente que el patín inferior (en este caso particular) es menos efectivo, o inversamente el patín sometido a mayores esfuerzos, ya que $\Sigma F_H = 0$ da

$$e = T \cos \frac{\phi}{2}$$

$$A_f f_c = A_f f_t \cos \frac{\phi}{2} = A_i \cos \frac{\phi}{2} f_t \cos \frac{\phi}{2}$$

$$\text{ó} \quad f_t = \frac{f_c}{\cos^2 \phi/2} \quad \text{para áreas iguales de patín (el caso común)}$$

Como un valor de $\phi = 20^\circ$ produce un aumento en el esfuerzo de

$$f_t = \frac{f_c}{\cos^2 10^\circ} = 1.03 f_c$$

por lo general no es necesario considerar la pendiente al calcular I , S , etc., ya que hay mayor incertidumbre en las cargas que en esta discrepancia de aproximadamente 3 por ciento. Es preferible usar una pequeña cantidad de sobrediseño (*lb* algo menor que F_b). Los esfuerzos permisibles de flexión del AISC para vigas acarteladas se dan en el Apéndice D del manual del AISC, y no se presentarán en este lugar.

Se debe tener en cuenta la fuerza vertical que se desarrolla cuando el patín cambia de dirección, como se ilustra en la figura 4-12b. Esta fuerza aumenta el cortante del alma, y es común colocar un atiesador en este punto, para tomar la fuerza vertical (compresión). La fuerza en el atiesador se calcula directamente por estática como

$$T_i = T_l \sin \phi'$$

$$T_l \cos \phi' = T_o \quad (\Sigma F_h = 0)$$

El atiesador se puede diseñar fácilmente como una columna, tomando en consideración la relación mínima *bit*. El AISC no tiene criterios específicos de diseño para estos miembros; por tanto, el diseñador tiene considerable libertad.

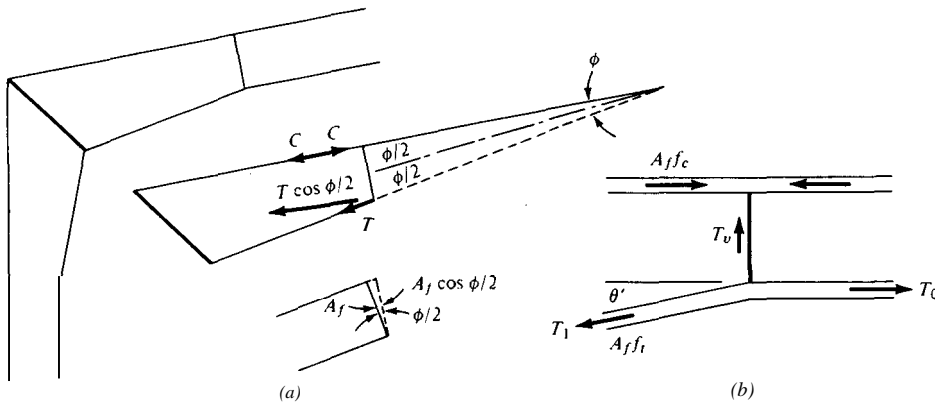


Figura 4-12 Análisis de vigas acarteladas.

4-12 DISEÑO DE LARGUEROS DE PUENTE Y VIGAS DE PISO

En las figuras 4-13 y 4-14 se ilustran los detalles de la colocación de los largueros de puente y las vigas de piso (también llamadas vigas "transversales"). La carga muerta que dichos miembros soportan se determina considerándolas como vigas simples y por la geometría de las cargas muertas. La distribución de las cargas vivas está determinada por las especificaciones de la AASHTÜ y el AREA.

4-12.1 Criterios de la AASHTO

La distribución de las cargas de las ruedas en puentes de varios carriles está dada por la AASHTÜ y se basa en la carga de un camión estándar o carga equivalente que ocupe un carril de 10 pies de ancho (3.05 m). El ancho de la calzada se toma como la distancia entre guarniciones. Se supone que los anchos de calzada desde 20 a 24 pies (6.1 a 7.3 m) inclusive tienen dos carriles cargados. Para anchos mayores de la calzada, el número de carriles cargados se puede obtener como

$$N = \frac{W}{L_w}$$

donde L_w = 10 pies o 3.05 m

W = Ancho de la calzada (incluyendo cualquier margen para los acotamientos)

El número de carriles N es un número entero; por tanto, una fracción de carril se lleva al siguiente entero. Cuando el número de carriles, $N > 2$, se permite una reducción en la intensidad de la carga, como se indica a continuación:

N	Por ciento de la carga viva
2	100
3	90
4 o más	75

La distribución de las cargas de las ruedas a los largueros (o vigas longitudinales) así como a las vigas transversales de piso, se basa en un artículo de Newmark ("Design of I-Beam Bridges", *Transactions, ASEE*, Vol. 114, 1949) y viene dado en términos del valor S del claro dividido entre un coeficiente que aparece en la tabla 4-1.

El cálculo del cortante y los momentos flectores para los largueros del piso se basa en un simple análisis de las vigas para determinar la carga crítica (ya sea de camión o carril). Después de calculados estos valores se han ajustado por impacto, se usan los factores de distribución de la tabla 4-1 para obtener el efecto del diseño sobre cualesquiera de los largueros interiores.

Estos factores tienen en cuenta la continuidad de la cubierta a través de varios largueros por acción de placa, lo que hace que la carga se distribuya según tienda a

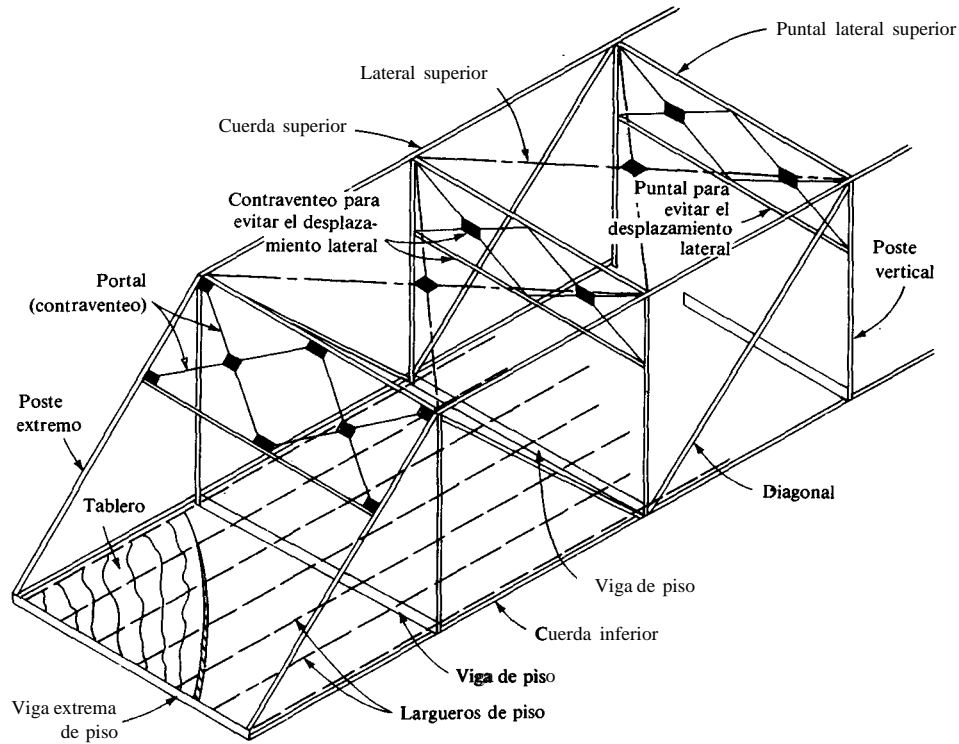
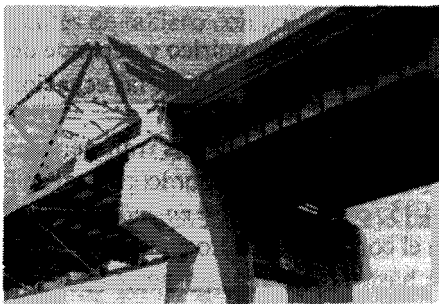
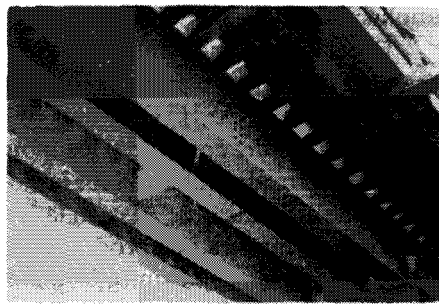


Figura 4-13 Ensamblaje de la armadura de un puente carretero de varios carriles de tablero inferior. S610 se muestran los miembros principales. Véase también la figura VI-1 de una armadura de un puente de carretera.



(a)



(b)

Figura 4-14 Componentes de un puente en servicio. (a) Vista de un puente de carretera de tablero inferior, que muestra los largueros, vigas de piso y otros detalles de contraventeo y estructurales. (b) Largueros de vigas laminadas para un puente de ferrocarril de tablero superior abierto.

Tabla 4-1 Coeficientes de distribución de las cargas de las ruedas para diseño de puentes según la AASHTO, los que se usan como S /coeficiente donde S = separación entre largueros (o vigas)

Momento flector y cortante (distribución lateral en las vigas interiores de acero ^a)		1 carril 2 o más carriles () = Valores SI	
Para:	piso de concreto	7.0(2.134)	5.5(1.676)
	tablero de rejilla de acero < 4 pulg (102 mm)	4.5(1.372)	4.0(1.219)
	tablero de rejilla de acero > 4 pulg (102 mm)	6.0(1.828)	5.0(1.524)
<i>Nota:</i> Para largueros exteriores úsen los principios de la estática para hallar las cargas efectivas de las ruedas, que producen la flexión y el cortante (refiérase a la figura 4-15).			
Momento flector en las vigas transversales de piso, sin largueros:			
	Con tablero de concreto	6.0(1.828)	
	Con rejilla de acero \leq 4 pulg (102 mm)	4.5(1.372)	
	Con rejilla de acero \leq pulg (102 mm)	6.0(1.828)	
Flexión en vigas transversales de piso, con largueros: véase la figura 4-15.			
Momentos flectores en la losa de los tableros de concreto (el refuerzo principal es transversal):			
S = longitud efectiva del claro = distancia libre de borde de patines $+ b_T/2$			
P_1 = carga de la rueda trasera para H 20, H 15, H 10, etc. (H 20 ó HS 20 = $32/2 = 16$ kips = 72 kN)			
Se debe usar $M'' = 0.8 M$ si hay tres o más largueros.			

^a Los largueros exteriores deben ser cuando menos tan grandes como los largueros interiores, para permitir la futura ampliación del puente.

flexionarse la cubierta. Los cálculos de los cortantes y los momentos flectores de los largueros exteriores se basan enteramente en la estática y en el análisis simple de vigas; sin embargo, la AASHTU requiere por lo regular que los largueros exteriores sean cuando menos tan grandes como los interiores, previendo una futura ampliación del puente.

El cálculo del momento flector en la losa del piso es empírico y depende de la dirección del refuerzo principal (por lo general, transversal), donde las ecuaciones aplicables de la AASHTU se dan en la tabla 4-1.

El cálculo del cortante y los momentos flectores en las vigas transversales o del piso a las cuales conectan los largueros (actualmente usan por lo general en los puentes de armadura) se basa en la figura 4-15, con un camión en cada carril, colocado de tal manera que produzcan ya sea el cortante máximo en un extremo del carril o el momento máximo. El análisis se basa en la estática y no se aplica ningún factor de distribución.

4-12.2 Criterios del AREA

La distribución que especifica el AREA para la distribución de la carga de las ruedas a las vigas transversales en puentes abiertos de tablero superior (véanse

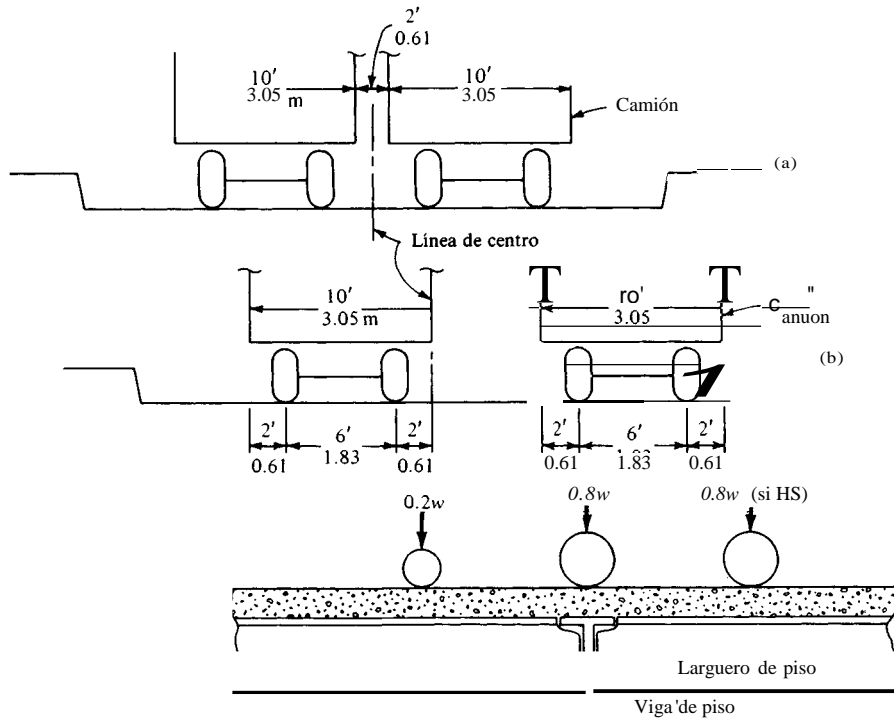


Figura 4-15 Colocación de las ruedas de un camión para cortante y momentos máximos en las vigas de piso. Nótese que la carga por carril rara vez rige (si acaso) el diseño de dichos miembros.

las figuras 10-1e y 10-4) se basa en el valor total de la carga crítica de eje aplicada. En el diseño de los durmientes se considera una igual distribución en tres de ellos pero en no más de 4 pies (1.22 m) para la carga de una rueda.

La porción de la carga de la vía férrea sobre las vigas transversales de los puentes de tablero con balasto (véanse figuras 10-4d y 10-5) se puede tomar como

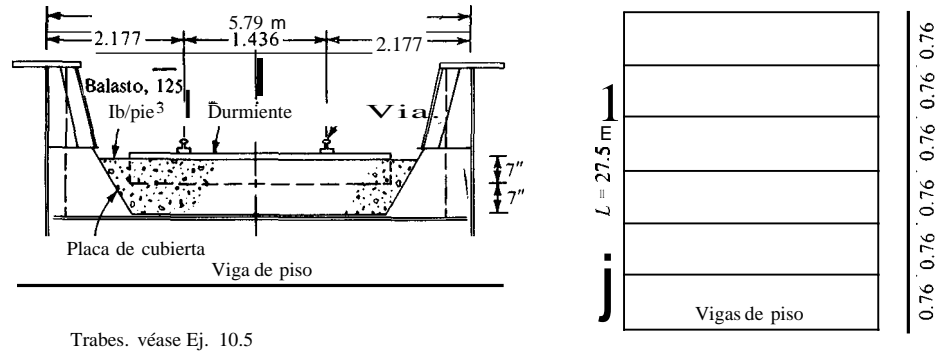
$$P = \frac{1.15P_w D}{s} \quad (4-28)$$

donde P_w = Carga crítica del eje

D = Espaciamiento efectivo de las vigas ($D < s$), y que se puede reducir

s = Espaciamiento del eje para la carga crítica, P_w

Se coloca sobre cada riel una mitad de la carga efectiva P , separada la distancia entre vías. Esta distancia se puede tomar como 4.71 pies (1.346 m). Las especificaciones del AREA proporcionan una complicada expresión para D , que permite el uso de un valor menor que el espaciamento real de las vigas. Sin embargo, el diseñador puede usar D = espaciamento real para producir un momento de diseño conservador. Se requiere el espaciamento real para calcular el cortante de la viga de piso. Si el espaciamento de las vigas es $D > s$, se debe usar directamente $P = P_w$.



Trabes. véase Ej. 10.5

Figura E4-15

Ejemplo 4-15 Diseñense las vigas de piso para el puente de tablero inferior, con balasto y trabes armadas del ejemplo 10-5. Se usará acero A-36 y las especificaciones del AREA. Usese la carga Cooper E-II. La geometría general del puente se muestra en la figura E4-15. Refiérase a la figura 10-4 para la situación e ilustración de las vigas de piso, en servicio en un puente de ferrocarril.

SOLUCION

Paso No 1. Determinése la carga muerta sobre la viga de piso.

Para los rieles: $0.200 \text{ kip/pie} \times 14.59 \times 0.76 \times 2$ (Tolerancia del AREA) = 4.44 kN. Balasto y durmientes: los durmientes son de 8 pies 6 pulg x 6 pulg, u 8 pulg (ó 7 pulg x 9 pulg) y están embebidos en 6 ó 7 pulg de balasto con otras 7 pulg de balasto entre el durmiente y la placa inferior. Supóngase que no hay desplazamiento y que el balasto tiene un peso unitario de 125 lb/pie', incluyendo hielo, agua, etc. En unidades SI:

$$125(9.807/62.4)[(7 + 7)/12](0.3048)(0.76) = 5.31 \text{ kN/m}$$

Placa de balasto: se incluye un 10 por ciento para proteger contra la corrosión

$$0.015(77 \text{ kN/m}^3)(0.76)(1.10) = 0.97 \text{ kN/m}$$

$$\text{Peso estimado de la viga transversal} = 1.50 \text{ kN/m}$$

$$\text{Mantenimiento diverso, almacenaje de los durmientes, materiales} = 1.23 \text{ kN/m}$$

$$\text{Total} = 9.01 \text{ kN/m}$$

El momento por carga muerta es

$$M_d = -\frac{wL^2}{8} + \text{la viga}$$

$$= \frac{9.01(5.79)^2}{8} + \frac{4.44/2(5.79)}{2} - 1.44 = 37.5 + 4.5 = 42.6 \text{ kN} \cdot \text{ro}$$

El cortante por carga muerta es

$$Vd = \frac{9.01(5.79)}{2} + \frac{4.44}{2} = 28.3 \text{ kN}$$

Paso No 2. Hállese la carga viva sobre la viga. ($D = 0.76 \text{ m}$, $s = 5 \text{ pies}$ 1.524 m)

$$P = \frac{1.15P_w s}{s} \\ = \frac{1.15(110/80)(80 \times 4.448)(0.76)}{1.524} = 2806 \text{ kN}$$

con $P/2$ colocado sobre cada riel. El cortante por carga viva es

$$\frac{P_w}{2} = \frac{280.6}{2} = 140.5 \text{ kN}$$

El factor de impacto es

$$I = \frac{30.5}{S} + 40 - \frac{3L^2}{150} \quad \text{donde } S = \text{espaciamiento de la viga, } L = \text{longitud} \\ = \frac{30.5}{0.76} + 40 - \frac{3(5.79)^2}{150} = 795 \quad \text{por Ciento}$$

El cortante de diseño por carga viva es

$$140.5 \times L_{795} = 252.2 \text{ kN}$$

El momento de diseño por carga viva es

$$M_L = \frac{280.6(2.177 \times L_{795})}{2} = 548 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El momento total de diseño es

$$M_{\text{diseño}} = M_d + M_L = 42.6 + 548 = 591 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El cortante total de diseño es:

$$V_{\text{diseño}} = Vd + V_L \\ = 28.3 + 252.2 = 280.5 \text{ kN}$$

Paso No 3. Hállese la sección de la viga.

El módulo de sección requerido se basa en $F_b = 0.55 F_y$, ya que el patín a compresión está lateralmente apoyado.

$$S_x = \frac{M}{f} = \frac{591}{137.5} = 4.30 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

Se podría usar una sección W760 x 147.3; sin embargo, se escogerá arbitrariamente la siguiente sección más económica, W760 x 160.7/1.58:

$$S_x = 4.8997 \times 10^{-3} \text{ m}^3 \quad t_w = 13.8 > 8.50 \text{ mm} \\ t_f = 19.3 \text{ mm} \quad d = 758 \text{ mm}$$

Se notará que el peso es 0.08 kN/m mayor de lo supuesto, pero el módulo de sección es más que adecuado para tomar esta pequeña diferencia. Compruébese el cortante:

$$t_w = \frac{V}{d} = \frac{280.5}{0.758(13.8)} = 26.8 \ll 0.35F_v \quad \text{Correcto}$$

(Las conexiones terminales a la viga armada se diseñarán en el ejemplo 8-9).
Se usará una sección laminada W760 x 160.7/1.58 ///

4-13 VIGAS COMPUESTAS

Una *viga compuesta* es aquella cuya resistencia depende de la interacción mecánica entre dos o más materiales. Las vigas de concreto reforzado son en realidad vigas compuestas, pero por lo general no se les considera como tales. Con mucha frecuencia, en la construcción de edificios y puentes, se aplica el término "viga compuesta" a una sección de acero sobre la que se ha colado un piso de concreto o un tablero de puente. El concreto se adhiere con firmeza a la sección de acero por medio de conectores de cortante cuidadosamente diseñados, de manera que el concreto y el acero actúen en conjunto como un viga te. En las figuras 4-16 y 4-17 se muestran conectores de cortante colocados en posición para unir el concreto a las vigas a fin de obtener una acción compuesta. Los conectores de cortante mostrados se llaman *pernos de cortante* y se sueldan a la viga (y a través del tablero en la figura 4-16). Se pueden usar otros tipos de conectores de cortante, pero los pernos de cortante son los más comunes.

Cuando no exista unión entre la viga de acero y el piso o tablero de concreto, ocurrirá un deslizamiento relativo en la superficie de contacto entre los dos materiales, y resultará una sección que no es compuesta. En realidad, siempre habrá un pequeño deslizamiento debido a las deformaciones desiguales en los pernos de cortante, el concreto y la viga de acero, pero para fines prácticos se puede despreciar este deslizamiento en el diseño compuesto. En la breve introducción al diseño compuesto que se ha hecho en este lugar se considerará sólo una acción compuesta total.

El método de construcción y los códigos de especificaciones constituyen parámetros de diseño significativos cuando se han de diseñar secciones compuestas.

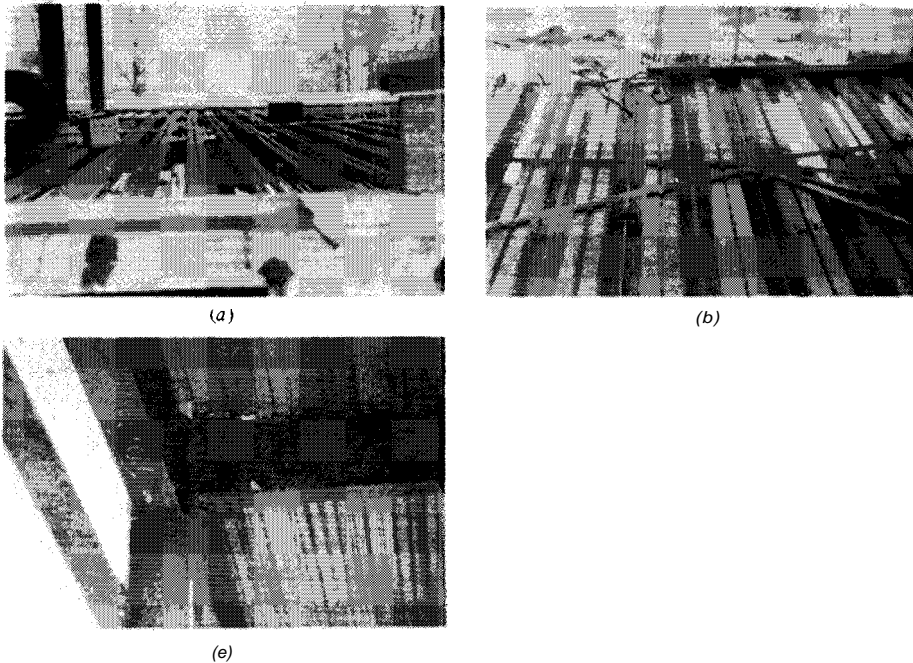


Figura 4-16 Construcción compuesta en un edificio. (a) Pernos de cortante colocados en su lugar, usando la construcción sin apuntalar, y un tablero metálico como cimbra. (b) Vista del tablero metálico con los conductos eléctricos que se empotrarán en el concreto. (c) Vista inferior del tablero metálico que descansa sobre las vigas y trabes. El tablero metálico se suelda a las vigas de piso por medio de conectores de cortante.

En la figura 4.18 se ilustra al ancho efectivo b'' del concreto que se ha de usar en una sección transformada usando la relación modular $n = E_s/E_c$ como se encuentra en los varios textos de mecánica de materiales.

La relación modular depende de la resistencia de diseño f'_c , del concreto a los 28 días, como se muestra en la tabla 4-2.

Los métodos básicos de construcción para producir vigas compuestas son los dos siguientes:

1. *Construcción apunta/oda.* Se colocan las vigas de acero en su lugar y se añaden las cimbras para la losa de concreto. A continuación se apuntala el conjunto (con contravientos o puntales) de modo que no pueda ocurrir ninguna deflexión (o cuando menos en cantidad relativamente pequeña), y se cuela el concreto. Después que el concreto haya fraguado unos 7 días (obteniéndose del 70 al 75 por ciento del f'_c) se quita el apuntalamiento. En este momento, los esfuerzos en la viga compuesta se deben al peso muerto de la viga de acero más una parte proporcional del tablero de concreto.
2. *Construcción sin apunta/aro* Se colocan las vigas de acero y se proveen las cimbras (que pueden ser metálicas) para el tablero de concreto (véase la figura 4-17). Se cuela el concreto y en este momento la viga de acero soporta la carga

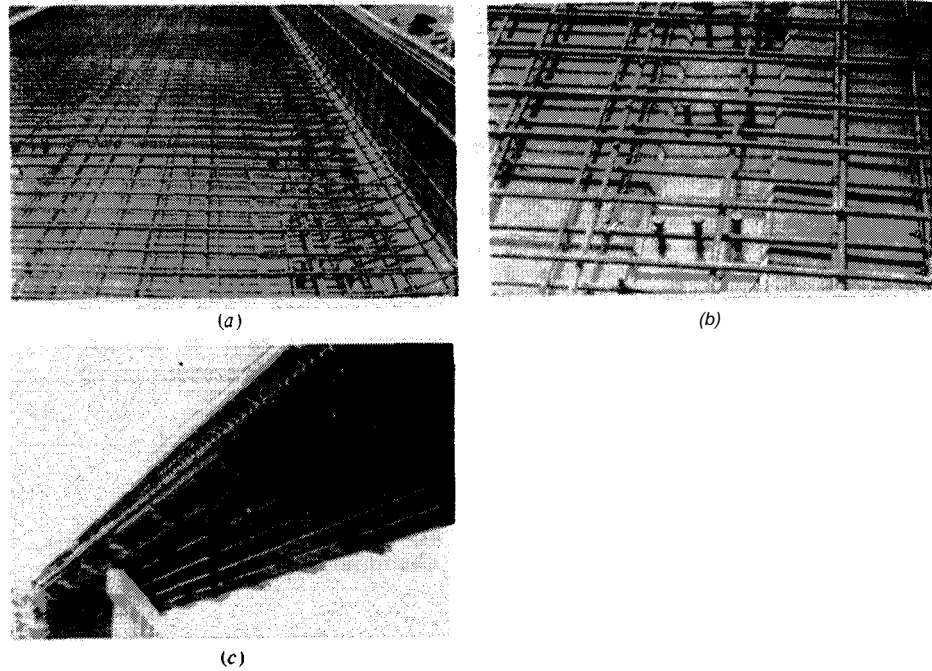
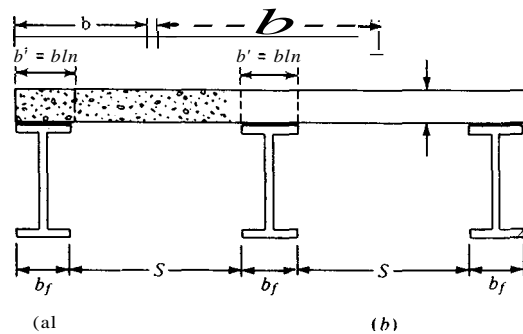


Figura 4-17 Tablero compuesto de puente (dos carriles de una carretera interestatal con seis largueros). (a) El tablero compuesto del puente casi listo para el concreto, con el refuerzo y los pernos de cortante colocados en su lugar. El acero vertical en los lados es para el refuerzo del parapeto. (b) Vista de cerca de los pernos de cortante. (c) Vista inferior mostrando los largueros y las cimbras sin apuntalar del tablero.



Usese el menor valor de b :

$$b = L/12$$

$$b = b_f + S/2$$

$$\text{AASHTO: } b = (5 + b_f)/2$$

$$b = b_f + 6t$$

$$b = L/4$$

$$b = b_f + 5$$

$$b = b_f + 16t$$

$L = \text{Claro}$

$$\text{AASHTO: } b = 12t$$

Figura 4-18 Ancho efectivo del patín de secciones compuestas según las especificaciones del AISC y de la AASHTO, indicando diferencias. (a) Borde. (b) Interior.

Tabla 4-2 Relación modular para el diseño compuesto según el AISC y la AASHTO, para diversas resistencias del concreto.

f'_c		$E_c = w^{1.5} 33 (f'_c)^{1.5}$ $\approx 57 (f'_c)^{1.5}$	Relación modular, n	
lb/pulg ²	MPa		ACI ^a	AASHTO
2000	13.8	2550 (lb/pulg ²)	11	11
2500	17.2	2850	10	10
3000	20.7	3100	9	9
3500	24.1	3400	9	9
4000	27.6	3600	8	8
5000	34.5	4000	7	7
6000	41.4	4400	7	6

^a ACI, American Concrete Institute.

muerta del acero, las cimbras (si se usaron), y el concreto. Después que el concreto fragüe por completo, se quita cualquier tipo de cimbra que se haya usado. Es evidente, en esta etapa de la construcción, que la viga de acero ha sido permanentemente esforzada con el peso de la propia viga más una parte proporcional del peso del tablero de concreto.

En la figura 4-19 se ilustra el estado cualitativo de los esfuerzos obtenidos al final de los métodos de construcción apuntalada y sin apuntalar.

Se ha encontrado que la carga última de una viga compuesta apuntalada es de 2.2 a 2.5 veces la carga de trabajo (véase Progress Report of the Joint ASCE-ACI Committee on Composite Construction, *Journal of Structural Division ASCE*, ST12, diciembre de 1960) y mayor aún para vigas compuestas sin apuntalar. Como esto se compara con una relación de carga de aproximadamente 1.7 a 1.8

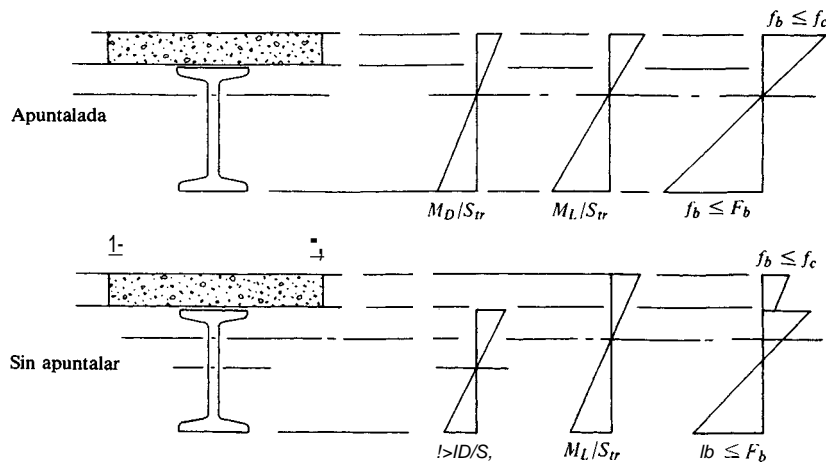


Figura 4-19 Diagramas cualitativos de esfuerzos para las vigas compuestas, en que se indica el procedimiento de construcción.

para las vigas de acero laminado, parece práctico tener un método modificado de análisis, el que se usa por el AISC. Se define:

S_s = Módulo de sección de la viga de acero referido al patín a tensión

S_{tr} = Módulo de sección de la viga compuesta referida al patín a tensión

Si se usa un factor de sobreesfuerzo de 135 por ciento (1.35 para tener en cuenta el alto valor de la capacidad última), el esfuerzo en el patín inferior de una viga de acero compuesta, bajo las condiciones últimas de carga, en términos de los momentos es

$$f_{b(\text{final})} = \frac{M_D}{S_s} + \frac{M_L}{S_{tr}} = \frac{1.35(M_D + M_L)}{S_{tr}}$$

Multiplicando toda la ecuación por S_{tr} y resolviendo, se obtiene la ecuación del AISC, la que limita al módulo de sección del patín inferior a no más del valor siguiente:

$$S_{tr} = \left(1.35 + \frac{0.35 M_L}{M_D} \right) S, \quad (4-29)$$

Cuando el valor calculado de S_{tr} basado en la sección real sea mayor que el dado por esta ecuación, se debe usar el valor obtenido de la ecuación (4-29) para calcular el esfuerzo real de flexión en el patín a tensión de la sección compuesta.

Los esfuerzos a flexión reales en una viga compuesta quedan limitados por el material. Por lo general, el esfuerzo del acero se limita a $F_b = 0.66F_y$ para las secciones compactas y a $F_b = 0.6F_y$ para otras secciones. El esfuerzo del concreto se limita a $0.45f'_c$ usando los métodos de esfuerzos de trabajo y a $0.85f'_c$ usando los métodos de diseño por resistencia.

Considerando la figura 4-20, se ve que el cortante desarrollado en el eje neutro será de compresión o tensión, despreciando al concreto en la zona de tensión. Como es difícil hallar el eje neutro y tener en cuenta los esfuerzos de trabajo, el AISC y la AASHTO permiten calcular el cortante horizontal que ha de ser

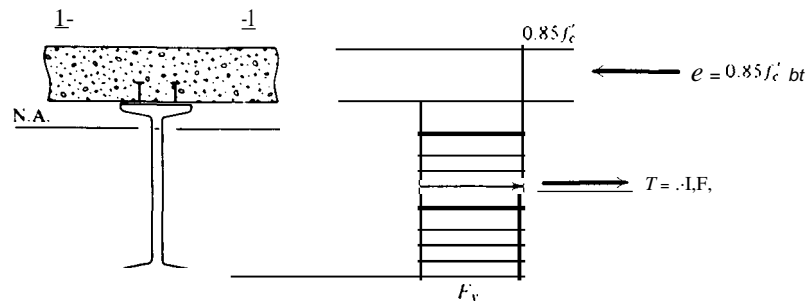


Figura 4-20 Distribución de esfuerzos bajo carga última para una viga compuesta.

resistido en la superficie de contacto del acero y el concreto, como el menor de los dos valores:

$$V_h = \frac{A_s F_y}{2} \quad \text{o} \quad V_h = \frac{0.85 f'_c (b t)}{2} \quad (4-30)$$

donde se usa el factor 2 para reducir el cortante último a un valor de trabajo. Cuando el refuerzo de acero esté en el patín de concreto, usando f'_c para el concreto, se debe ajustar la ecuación (4-30), pero se refiere el lector al manual de AISC o a las especificaciones de la AASHTO.

El número de pernos de cortante depende de la capacidad del perno que según las especificaciones del AISC es como sigue;

Tamaño del concepto o perno (diámetro x longitud), pulg (mm)	Resistencia horizontal del conector ó perno. q . kips (kN)	
	f'_c kip/pulg" (Mpa) 3.0 (20.7)	4.0 (27.6)
$\frac{1}{2} \times 2$ (12 x 50)	S.1 (22.7)	S.9 (26.2)
$\frac{5}{8} \times 2\frac{1}{2}$ (16 x 63)	8.0 (35.6)	9.2 (40.9)
$\frac{3}{4} \times 3$ (20 x 75)	I.i.s (S1.2)	13.3 (S9.2)
$\frac{7}{8} \times 3\frac{1}{2}$ (22 x 90)	IS.6 (69.4)	18.0 (80.1)

El número de conectores de cortante, según las especificaciones del AISC, no se basa en VQ/I , como en la soldadura o el atornillado, sino que se basa en

$$N_1 = \frac{V_h}{q} \quad (4-31)$$

donde V_h = Valor mínimo de la fuerza cortante horizontal, de la ecuación (4-30)
 q = Capacidad de cortante del perno, tomado de la tabla anterior.

Este cálculo del número de pernos de cortante requeridos supone un espaciamiento uniforme de ellos (en general por pares) desde el punto de cero a máximo momento. Cuando una carga concentrada cae dentro del claro, el número de pernos de cortante entre la carga y el punto de momento nulo más cercano se calcula de la manera siguiente:

$$N_2 = \frac{N_1 ((S_r M) / (S_s M_{\max}) - 1)}{(S_r / S_s - 1)} \quad (4-32)$$

donde M = Momento en la carga concentrada (M_{\max} = momento máximo en el claro)

$N/$ = Número de conectores de cortante, obtenido previamente por la ecuación (4-31)

Se deben consultar las especificaciones apropiadas (AASHTO o AISC) para el diseño de conectores de cortante en las vigas continuas.

El manual de AISC contiene unas cuantas secciones compuestas para las que ha proporcionado las propiedades de las mismas, con secciones de acero y espesor del concreto. El lector puede preparar tablas similares para una selección de secciones de acero, espesor de la losa, y f'_c , usando una computadora digital.

4-13.1 Requerimientos de la AASHTO para conectores de cortante

Los requerimientos de la AASHTO son muy similares a las especificaciones del AISC; en los párrafos siguientes se muestran las diferencias. La tolerancia a la fatiga es la principal diferencia y depende del número de ciclos de fatiga que se pueden esperar. La AASHTO requiere el cálculo del rango del cortante horizontal, basándose en el rango del cortante V_r debido a las cargas vivas de la envolvente de cortante por cargas vivas, donde

$$V_r = V_{máx} - V_{mín}$$

para obtener

$$S_r = \frac{V_r Q}{I}$$

donde Q e I son como se usaron en la ecuación (4-2) e I es el momento de inercia basado en la sección compuesta.

La fuerza cortante horizontal permisible F , desarrollada por un conector de cortante depende del diámetro del conector y del número de ciclos de fatiga que se pueden esperar (y para una relación *Bid* del conector ≥ 4); es:

$$Z_r = G(d)/2 \quad (\text{kips o kN}) \quad (4-33)$$

donde

$$\text{Número de ciclos} = 0.1 \times 10^6 \quad 0.5 \times 10^6 \quad 2 \times 10^6 \quad \text{más de } 2 \times 10^6$$

pie-lb-seg:	$G =$	13.0	10.6	7.85	5.5
SI:	$G =$	0.0895	0.0731	0.0541	0.0379

Se usará el diámetro del conector d en pulg o mm, como en la ecuación (4-33).

El espaciamiento requerido de los conectores, basado en el número n usados a través del patin (de acero) de la viga será

$$s_i = \frac{nZ_r}{Sr} \quad (4-34)$$

El número total de conectores, Nl , debe ser cuando menos igual al que indican las ecuaciones del AISC ecuaciones [(4-30) y (4-31)].

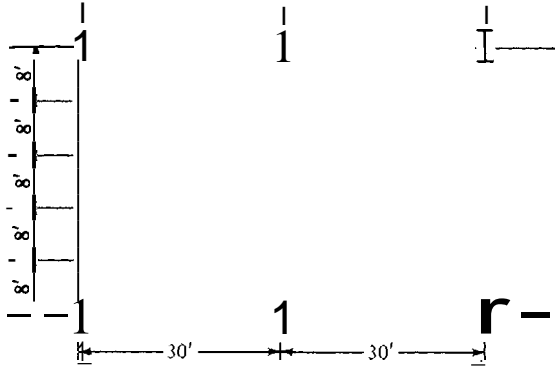


Figura E4-16a

Ejemplo 4-16 Diseñese la sección de una viga compuesta interior para un claro de 30 pies en un edificio de oficinas (figura E4-16a) usando una losa de concreto de 4 pulg y un tablero metálico como cimbra, con vigas de acero espaciadas a 10 pies centro a centro. Se supone que no hay restricciones en el peralte total de la sección. No se requerirá apuntalamiento. Se usará $f'_c = 3$ kips/pulg², acero A-36, y las especificaciones del AISC. Se limita la deflexión por carga muerta a 1.5 pulg y la deflexión por carga viva a $L/360$. Otros datos:

$$\text{carga viva} = 100 \text{ lb/pie}^2$$

$$\text{Peso de los canceles} = 20 \text{ lb/pie-}$$

$$\text{Peso del plafón} = 10 \text{ lb/pie-}$$

SOLUCION

Paso No. 1. Hállense los momento flectores.

a) Carga muerta soportada por la viga de acero:

Acero, incluyendo el refuerzo, conectores, tablero metálico	= 0.080 kip/pie-
Concreto: $4(1/12)(0.144)$	= 0.048 kip/pie-
Total	= 0.128 kip/pie ²

$$M_D = \frac{wL^2}{8} = \frac{0.128(30)^2(8)}{8} = 1152 \text{ pie-kips}$$

b) Cargas vivas soportadas por la sección compuesta:

$$\text{Carga viva} = 0.100 \text{ k/pie-}$$

$$\text{Canceles} = 0.020 \text{ k/pie-}$$

$$\text{Plafón} = \frac{0.010 \text{ k/pie}^2}{8}$$

$$\text{Total} = 0.130 \text{ k/pie-}$$

$$M_L = \frac{wL^2}{8} = \frac{0.130(30)^2(8)}{8} = 117.0 \text{ pie-kips}$$

$$V_{\text{máx}} = (0.128 + \frac{0.130(8)}{2}) \times 30 = 30.96 \text{ kips}$$

Paso No. 2. Hállese el módulo de sección requerido, S_s , de la viga de acero ($F_b = 0.66F_y$).

$$S_s = \frac{M_D}{F_b} = \frac{1152(12)}{24} = 576 \text{ pulg}^3$$

$$\text{Mínimo } S_{rr} = \frac{M_D}{F_b} + \frac{M_L}{F_b} = \frac{1152}{24} + \frac{117.0(12)}{24} = 1161 \text{ pulg}^3$$

Para una deflexión por carga muerta menor de 1.5 pulg, el momento de inercia será cuando menos

$$I = \frac{5wL^4}{384(E)\Delta} = \frac{5(0.128 \times 8)30^4(12)^3}{384(29,000)(1.5)} = 429 \text{ pulg}^4$$

Después de varios cálculos preliminares (que no se incluyen para ahorrar espacio), se prueba:

$$\text{W18 x 50: } I_x = 800 \text{ pulg}^4 \quad S_x = 88.9 \text{ pulg}^3$$

$$d = 17.99(18.0) \text{ pulg} \quad A = 14.70 \text{ pulg}^2$$

$$b_f = 7.495(7.5) \text{ pulg} \quad t_w = 0.355 \text{ pulg}$$

Paso No. 3. Hállese el ancho del patín de la viga compuesta, b ,

$$b = \frac{L}{4} = \frac{30(12)}{4} = 90 \text{ pulg}$$

$$S = 8(12) - 7.5 = 88.5 \text{ pulg}$$

$$b = 7.5 + 88.5 = 96 \text{ pulg}$$

$$b = 7.5 + 16(4) = 71.5 \text{ pulg} \quad \text{controla}$$

Paso No 4. Calcúlese las propiedades de la sección compuesta (refiérase a la figura E4-16b).

$$n = 9 \quad b' = \frac{b}{n} = \frac{71.5}{9} = 7.9 \text{ pulg} \quad M_{xx} = Ay$$

$$(7.9 \times 4 + 14.70)y = \left(\frac{18}{2} + 2 \right)(7.9 \times 4)$$

$$y = \frac{347.6}{46.3} = 7.51 \text{ pulg}$$

Calculada y , se sitúa el eje neutro, como se muestra en la figura E4-16b. Se puede entonces calcular I , S_{sup} , y $S_{inf} = S_x$:

$$\begin{aligned} I_{xx} &= 800 + 14.7(7.51)^2 + \frac{7.9(4)^3}{12} + 7.9 \times 4 [2 + (9 - 7.51)]^2 \\ &= 800 + 829.1 + 42.1 + 384.9 \\ &= 2056.1 \text{ pulg}^4 \end{aligned}$$

$$S_{sup} = \frac{2056.1}{5.49} = 374.5 \text{ pulg}^3$$

$$S_{inf} = S_{tr} = \frac{2056.1}{16.51} = 124.5 \text{ pulg}^3 > 116.1 \text{ Correcto}$$

Verifique el S_{tr} máximo por la ecuación del AISC:

$$S_x = \left[1.35 + 0.35 \left(\frac{M_L}{M_D} \right) \right] S_x$$

$$S_x = \left[1.35 + 0.35 \left(\frac{117.0}{117} \right) \right] 88.9$$

$$= 150.6 > 124.5 \quad \text{Se usará } 124.5 \text{ pulg}^3 \text{ Correcto}$$

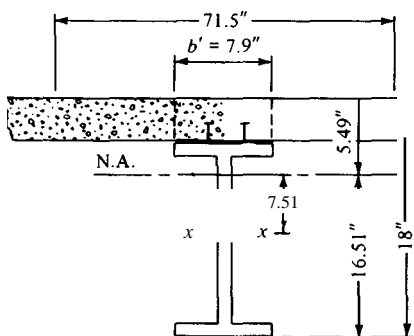


Figura E4-16b

Paso No. 5. Compruébense los esfuerzos finales.

Inicial: $f_b = \frac{M_D}{S_x} = \frac{115.2(12)}{88.9} = 15.6 \text{ kips/pulg}^2$

Final: Superior:

$$f_b = \frac{117.0(12)}{347.5} = 4.04 \text{ kips/pulg}^2 \quad (\text{transformada})$$

$$f_t = \frac{4.04}{9} = 0.45 \text{ kips/pulg}^2 \ll 0.45f; \quad \text{Correcto}$$

Inferior:

$$f_b = \frac{117.0(12)}{124.5} = 11.3 \text{ kips/pulg}^2$$

Basado en el AISC

$$f_b = \frac{(117 + 115.2)(12)}{124.5} = 22.4 \text{ kips/pulg}^2 \leq 24 \quad \text{Correcto}$$

El perfil de esfuerzos de la sección, basado en las consideraciones de la mecánica está trazado en la figura E4-16c, para compararlo con el esfuerzo de 22.4 k/pulg² de la sección compuesta según el AISC.

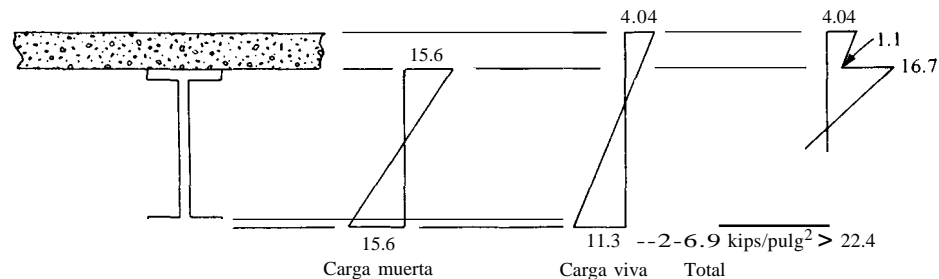


Figura E4-16c

Paso No. 6. Hállese el número requerido de conectores de cortante:

$$V_h = \frac{0.85f_y b t}{2} = \frac{0.85(3)(71.5)(4)}{2} = 3646 \text{ kips}$$

$$\text{o} \quad V_h = \frac{A_s F_y}{2} = \frac{14.7(36)}{2} = 2646 \text{ kips} \quad \text{rige}$$

Usense conectores de 5/8 con una capacidad de 8 kips/conector; el número requerido es

$$NI = \frac{V_h}{q} = \frac{261.6}{8} = 33.07 \quad \text{se usarán 34 conectores}$$

Se usarán dos conectores en cada sección, con un espaciamiento de $w = 4d = 4(5/8) = 2.5$ pulg centro a centro. El espaciamiento longitudinal de los conectores es

$$s = \frac{30(12)}{2(34)} = 106 \text{ pulg} > 6D \text{ (mínimo)} \\ < 8I \text{ (máximo)}$$

Paso No. 7. Compruébese el cortante, actuando simultáneamente las cargas vivas y muertas.

$$V = 30.96 \text{ kips}$$

$$f_v = \frac{V}{dl} = \frac{30.96}{18(0.335)} = 4.9 \text{ kip/pulg}^2 \ll 0.4F_y \text{ Correcto}$$

Paso No. 8. Verifíquese la deflexión bajo la carga viva. Nótese que la deflexión causada por la carga muerta se ha eliminado del piso por el flujo del concreto húmedo durante el colado.

$$\Delta = \frac{5wL^4}{384EI} = \frac{5(0.13 \times 8)(30^4)(12^3)}{384(29,000)(2056.1)} = 0.32 \text{ pulg} < \frac{L}{360} \text{ Correcto} //$$

Ejemplo 4-17 Diseñese una sección compuesta para un puente de dos carriles (dos carriles de 12 pies + dos acotamientos de 8 pies y banquetas para los peatones), como se muestra en la figura E4-17a. Otros datos: carga HS 20; $f'_c = 27.6$ MPa (concreto clase A de 4 k/pulg²); $f_y = 415$ MPa (acero de refuerzo); acero A-36 para los largueros; especificaciones de la AASHTO; 2×10^6 ciclos de carga.

SOLUCION Los dos parapetos y los dos barandales se colocarán después que se haya colado la losa de tablero. Se supondrá que esta carga la soportan los dos largueros exteriores, que no se diseñan aquí (tampoco se verifica el larguero interior para ver si es tan adecuado como un larguero exterior, ya que estos últimos deben ser cuando menos tan grandes como los largueros interiores). Se supone también que se añadirá una superficie de desgaste de 40 mm, cuando se deteriore la superficie inicial.

Paso No. 1. Diseño de la losa de concreto del tablero.

Se elige para las vigas de acero una separación de 2033 mm, como se muestra en la figura E4-17a. Se estima el ancho del patín del larguero, $b_f = 420$ mm (una sección W920), y se calcula el espaciamiento efectivo de los largueros (AASHTO Seco 1-3.2) de las vigas interiores como

$$s = s_{\text{act}} - b_f + \frac{b_f}{2} = 2033 - 210 = 1823 \text{ mm}$$

La carga muerta de la losa, incluyendo la futura superficie de desgaste, y basada en $D = 230 \text{ mm}$ de concreto es

$$(0.230 + 0.040)(23.6 \text{ kN/m}^3) = 6.37 \text{ kPa}$$

Se aumenta un 10 por ciento para basuras en la calzada, nieve, etc.:

$$6.37 \times 1.10 = 7.0 \text{ kPa}$$

El momento debido a la carga muerta se calcula como

$$M_D = \frac{wL^2}{10} = \frac{7.0(1.823)^2}{10} = 233 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

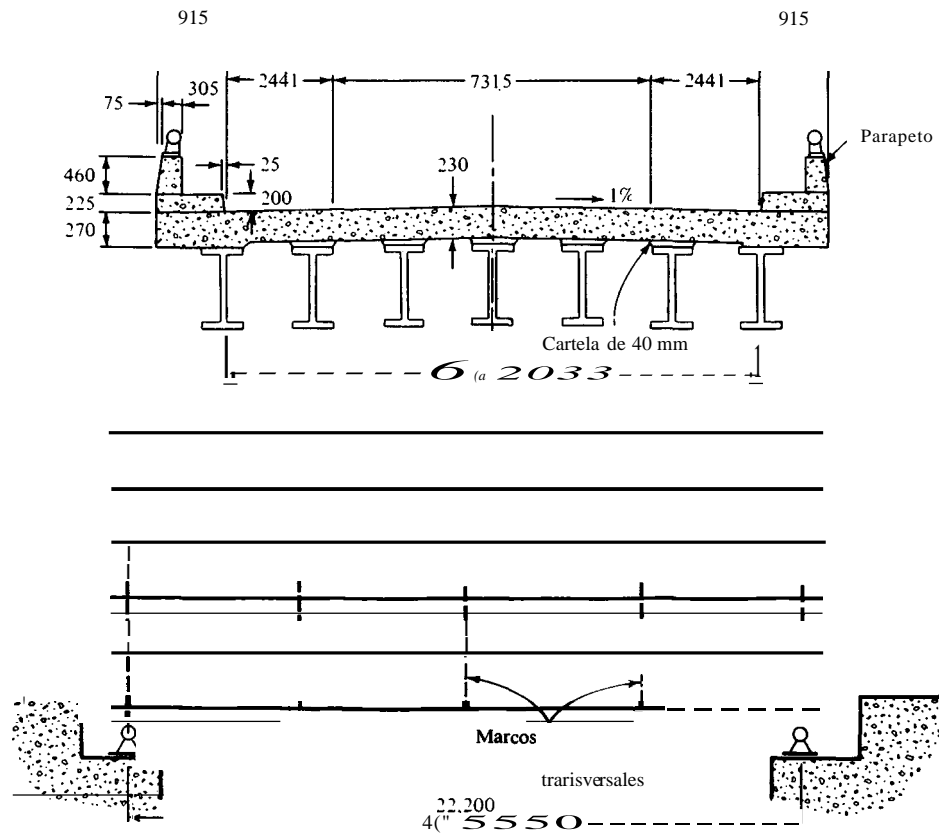


Figura U17a

El factor de impacto para la losa es (usando $L = s = 2.033$ m)

$$I = \frac{L}{s} \frac{15}{38} = 0.375 > 0.30 \quad \text{se usa } I = 0.30$$

Como $s/L = 2.033/22.4 = 0.091$ es tan pequeño se usará en el diseño de la losa refuerzo principal en una sola dirección, perpendicular al flujo del tráfico. En este caso y en los cinco claros que aseguran la continuidad de la losa, el momento por carga viva es

$$\begin{aligned} M_L &= 0.8 \left(\pm \frac{+0.61}{9.74} \right) (P)(1 + I) \\ &= 0.8 \left(\frac{1.823 + 0.61}{9.74} \right) (72)(1.30) = 18.7 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

El momento de diseño de la losa de tablero, usando el diseño por resistencia es

$$M_{\text{diseño}} = M_D + \frac{5M_L}{3} = 2.33 + \frac{5(18.7)}{3} = 33.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tómese $d = D - 40$ (permitiendo 25 mm de recubrimiento libre para el refuerzo inferior en los tableros de puente, según el arto 1.6.16 de la AASHTO):

$$d = 230 - 40 = 190 \text{ mm}$$

El factor de mano de obras, $\phi = 0.90$.

$$\begin{aligned} M_u &= \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ a &= \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{415 A_s}{0.85(27.6)(1)} = 17.69 A_s \\ A_s \left(0.190 - \frac{17.69 A_s}{2} \right) &= \frac{33.50}{0.9(415)(10^3)} \\ A_s^2 - 0.02148 A_s &= -1.0140 \times 10^{-5} \end{aligned}$$

Se resuelve para A_s completando cuadrados:

$$A_s = \pm 0.0102576 + 0.0107405 = 0.0004829 \text{ m}^2/\text{m}$$

La relación máxima de $A_s/A_c = 0.0214$, basada en f'_c y f_y y tomando el 75 por ciento del valor, para asegurar la fluencia inicial del acero. El porcentaje real del acero es

$$P = \frac{0.0004829}{0.19(1)} = 0.0025 \ll 0.0214 \quad \text{Correcto}$$

El porcentaje mínimo es

$$P_{\min} = \frac{1.383}{f_y} = 0.0033 > 0.0025$$

Se usará $A_s = 0.0033(0.19 \times 1.0) = 0.000627 \text{ m-zm}$.

Paso No. 2. Diseño de los largueros de acero.

Nótese que ha sido necesario diseñar la losa de tal modo que se pudiese calcular la carga muerta soportada por los largueros. Supóngase construcción sin apuntalar -los largueros deben soportar la carga muerta de la losa de tablero hasta que el concreto fragüe y se endurezca.

Carga muerta de la losa: $(0.230 + 0.040)(23.6)(2.032)$	= 13.00 kN/m
Cartela: $0.040(0.42)(23.6)$	0.40 kN/m
Viga laminada supuesta	3.60 kN/m
Diversos, incluyendo basura, cimbras, etc.	<u>1.00 kN/m</u>
TOTAL	= 18.00 kN/m

El momento máximo por carga muerta en el centro del claro es

$$M_D = \frac{wL^2}{8} = \frac{18(22.4)^2}{8} = 1129 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$VD = \frac{wL}{2} = \frac{18(22.4)}{2} = 201.6 \text{ kN}$$

El momento máximo por carga viva, incluyendo el impacto se basa en la carga de camión de la AASHTO y el espaciamiento de los largueros.

$$1 = \frac{15}{22.4 \pm 38} = 0.25$$

- De la sección 1-9, el momento por carga viva debido a la carga total de camión sobre un claro de esta longitud es

$$M_L = \frac{W}{L} [(0.9L + 1.282)(0.5L + 0.71) - 3.41L](1 + I)$$

$$= \frac{180}{22.4} [(0.9(22.4) + 1.282)(0.5(22.4) + 0.71) - 3.41(22.4)](1.25)$$

$$= 1798 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El factor de distribución por carga viva sobre el larguero de un puente con dos o más carriles se obtiene de la tabla 4-1 como

$$\text{Factor} = \frac{S}{1.676} = \frac{2.033}{1.676} = 1.213 \text{ ruedas}$$

Como $1.213 \text{ ruedas} = 1.213/2 = 0.6065 \text{ ejes}$, el momento flector ajustado del larguero (para la acción de la losa de tablero) es

$$M_L(\text{disello}) = 1798(0.6065) = 1090.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El cortante máximo tiene lugar cuando la carga de una de las ruedas traseras [144 kN (32 kips) por eje] está sobre el extremo de la viga:

$$v = W \left(\frac{L}{2} - \frac{5.1}{2} + 0.8 \right) = 180 \left(\frac{22.4 - 5.1}{2} + 0.8 \right) = 283 \text{ kN}$$

Este valor debe también ajustarse por acción de placa e impacto:

$$V_L(\text{disello}) = 283.0(0.6065)(1.25) = 214.6 \text{ kN}$$

Se notará que M_D está en el centro del claro del larguero, mientras que M_L está ligeramente fuera de centro. El error de sumar $M_D + M_L$ es insignificante y conservativo, de manera que se pueden comprobar los esfuerzos en el centro del claro bajo M_D y añadir el efecto combinado de M_L (secuencia de construcción sin apuntalar).

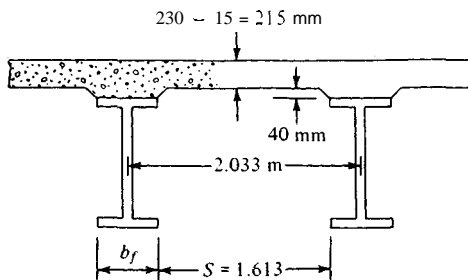


Figura E4-17b

Paso No. 3 Hállense las propiedades de la sección compuesta (refiérase a la figura E4-17b).

Supóngase que 15 mm del concreto no tienen utilidad para la sección compuesta debido al desgaste y el deterioro de la superficie. Ignórese el área de concreto de la cartela.

$$\begin{aligned} t' &= 230 - 15 = 215 \text{ mm} \\ S &= 2.033 - b_f = 2.033 - 0.42 \\ &= 1.613 \text{ m} \\ b &= \frac{22.4}{4} = 5.6 \text{ m} \end{aligned}$$

$$b = 0.42 + 1.613 = 2.033 \text{ m}$$

$$b = 0.42 + 16t = 3.86 \text{ m}$$

Se usará $b = 2.033 \text{ m}$: para $F'_c = 27.6 \text{ MPa}$, $n = 8$.

$$b' = \frac{2.033}{8} = 0.254 \text{ m}$$

En general, es suficiente seleccionar una viga de acero de un tamaño una o dos veces menor que la requerida para acción no compuesta. La sección requerida para la acción no compuesta (soportada lateralmente en el patín) es aproximadamente

$$S_x = \frac{M_T}{0.55F_y} = \frac{1129 + 1090.5}{0.55(250)} = 16.14 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

Pruébese tentativamente una W920 x 364.6/3.58:

$$I_x = 6701.3 \times 10^{-6} \text{ m}^4 \quad S_x = 14.67 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$d = 916 \text{ mm} \quad t_w = 20.3 \text{ mm}$$

$$t_f = 34.3 \text{ mm} \quad b_f = 419 \text{ mm}$$

$$A = 46.52 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Compruébese el cortante:

$$\begin{aligned} 1. \quad v &= \frac{V_T}{dt} = \frac{201.6 + 283}{0.916(20.3)} \\ &= 26.1 \text{ MPa} < F_y \quad \text{Correcto} \end{aligned}$$

Compruébese la deflexión por carga muerta

$$\begin{aligned} \Delta &= \frac{5wL^4}{384EI} = \frac{5(0.018 \text{ MN/m})(22.4)^4}{384(200 \text{ (00)})(0.0067013)} \\ &= 0.04402 \text{ m (44.02 mm)} \end{aligned}$$

Tanta deflexión en un claro de 22.4 m se agravaría durante el colado del concreto para obtener una superficie superior a nivel (necesita 44 mm adicionales de concreto en el centro del claro. Esto requerirá un puntal temporal a la mitad del claro, o de preferencia hacer que en la fábrica le den al larguero una contraflecha de 44 mm (y asegurarse de que se coloca el lado con contraflecha hacia arriba al montarlo en la obra, de lo contrario ocurriría un verdadero desastre). El resto de las propiedades de la viga (peso, b_f , etc.) caen dentro de las suposiciones, por lo que se puede seguir adelante.

Calcúlese 1 de la sección compuesta (refiérase a la figura E4-17c)

$$\begin{aligned}
 Ay &= \Sigma M_{n.a.} \\
 A &= 46.52 + b'd' \\
 &= 46.52 + 0.254(215) = 101.13 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \\
 101.13y &= 54.61 \left(\frac{916}{2} + 40 + \frac{215}{2} \right) \\
 y &= \frac{33\,066}{101.13} = 327 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

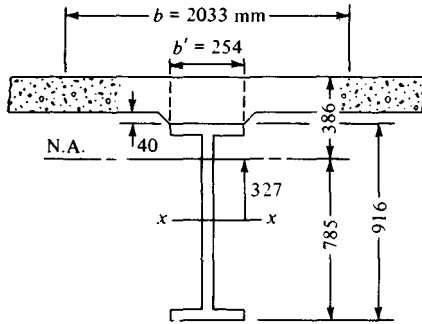


Figura E4-17c

que da las dimensiones que se muestran en la figura E4-17c.

$$\begin{aligned}
 I_{xx} &= I_o + \Sigma Ad^2 \\
 &= 6701.3 + 46.52(0.327)^2 \times 10^3 + \frac{0.254(0.215)^3}{12} \times 10^6 \\
 &\quad + 54.61 \left(0.131 + 0.040 + \frac{0.215}{2} \right)^2 \times 10^3 \\
 &= 6701.3 + 4974.3 + 210.4 + 4235.7 \\
 &= 16\,121.7 \times 10^{-6} \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

Los valores de los módulos de sección son como sigue

$$\begin{aligned}
 S_{sup} &= \frac{16\,121.7}{131 + 40 + 215} = 41.77 \times 10^{-3} \text{ m}^3 \\
 S_{inf} &= \frac{16\,121.7}{458 + 327} = 20.54 \times 10^{-3} \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Los esfuerzos son:

Inicial:

$$1, = f_b = \frac{M_D}{S_x} = \frac{1129}{14.67} = 77.0 \text{ MPa}$$

Final:

$$I_{sup} = \frac{M_L}{S_{sup}} = \frac{1091}{41.77} = 26.1 \text{ MPa}$$

$$f_c = \frac{26.1}{8} = 3.26 \text{ MPa} \ll 0.4f'_c \quad \text{Correcto}$$

$$f_{inf} = \frac{1091}{20.54} = 53.1 \text{ MPa}$$

Los diagramas de esfuerzo de la sección se muestran en la figura E4-17d. Verifíquense los esfuerzos de sobrecarga de 100 por ciento contra los esfuerzos permisibles del 150 por ciento:

$$f_c = \frac{2(1090.5)}{41.77} = 52.24 \text{ MPa}$$

$$I_{conc} = \frac{52.24}{8} = 6.5 \text{ MPa} < 1.5(0.4)I: \quad \text{Correcto}$$

$$f_t = \frac{2(1091)}{20.54} = 106.2 \text{ MPa}$$

$$I_{r(total)} = 77.0 + 106.2 = 183.2 \text{ MPa} < 1.5(0.55F_y) \quad \text{También es correcto}$$

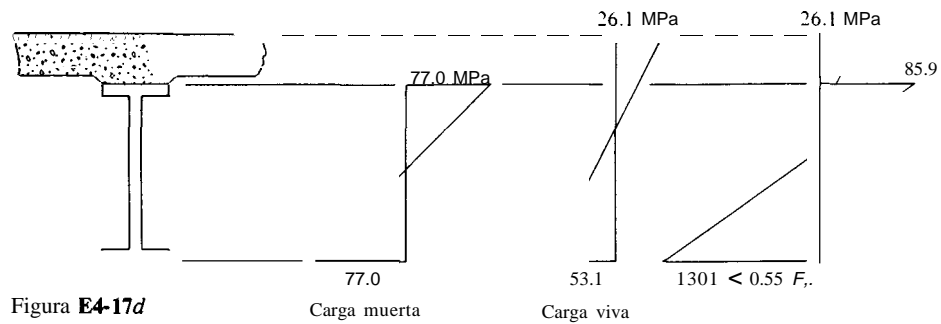


Figura E4-17d

Paso No. 4. Diseño de los conectores de cortante.

Se usarán tres pernos de 20 mm como se muestra en la figura E4-17e, con $L = 150$ mm. Por tanto, $L/d = 150/20 > 4$ es correcto. Los pernos tienen que resistir el menor de los dos valores siguientes:

$$V_{hc} = \frac{0.85f'_c b d'}{2} \quad (\text{se desprecia la ménsula})$$

$$= \frac{0.85(27.6)(2.033)(0.215)}{2} = 5.13 \text{ MN}$$

$$= 5130 \text{ kN} \quad \text{controla (después de calcular } V_{hs})$$

$$V_{hs} = \frac{A_s F_y}{2} = \frac{46.52(250)}{2} = 5815 \text{ kN}$$

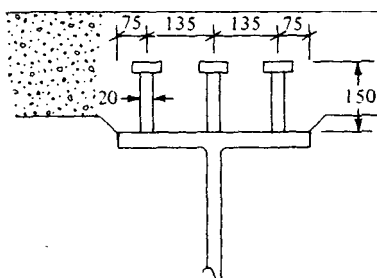


Figura E4-17e

La resistencia última del conector de cortante es

$$\begin{aligned}
 S_u &= 0.4d^2 Y_f E & E &= 4740 \sqrt{f'_c} \\
 &= 0.4(0.020)^2 (27.6 \times 24\,900)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{ajustes w/SI}) \\
 &= 132.6 \text{ kN pernos}
 \end{aligned}$$

El número mínimo de pernos requeridos desde el extremo hasta la mitad del claro (distancia de $L = 22.412 = 11.2$ m) es

$$Nl = \frac{5130}{132.6} = 38.7 \quad \text{se usan 39 (múltiplos de 3)}$$

Con los pernos en grupos de tres, habrá 13 grupos. Se establecerá ahora el espaciamiento basándose en la fatiga.

El intervalo máximo del cortante por carga viva es de 0 a 214.6 kN.

$$Z_s = Gd^2 = 0.0541(20)^2 = 21.6 \text{ kN}$$

$$S_s = \frac{VQ}{I}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{214.6(0.0541)(0.131 + 0.040 + 0.215/2)}{0.0161217} \\
 &= 200.6 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

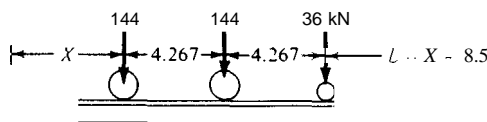
$$\text{peso } p = \frac{Z_s}{S_s} = \frac{3(21.6)}{200.6} = 0.323 \text{ m}$$

Para $X = 3.5$ a partir de los apoyos, el cortante por carga viva más impacto es (refiérase a la figura E4-17j)

$$22.4R_u = 10.4(36) + 14.7(144) + 18.9(144) = 5212.8$$

$$R_u = \frac{5212.8}{22.4} = 232.7 \text{ kN}$$

$$V = 232.7(0.6065)(1.25) = 176.4 \text{ kN}$$



"Ro

Figura E4-17f

Por proporción, ya que $Q/I = \text{constante}$,

$$p = 0.323 \left(\frac{214.6}{176.4} \right) = 0.3929 \text{ m}$$

Para $X = 7 \text{ m}$ a partir de los apoyos, el cortante por carga viva más impacto es

$$22.4R_a = 4078.8$$

$$S_i = 182 \text{ kN}$$

$$V = 182(0.6065)(1.25) = 138 \text{ kN}$$

$$p = 0.323 \left(\frac{214.6}{138} \right) = 0.5022 \text{ mm}$$

< 0.61 , max, espaciamiento permisible. Correcto

Usando el espaciamiento anterior, los primeros 3.44 m requieren 11 grupos de pernos, los siguientes 3.43 m requieren 9 grupos, y los siguientes 4.33 requieren 9 grupos, con un total de 29 grupos con 3 pernos cada uno, lo que da un total de 87 pernos vs. los 39 requeridos por consideraciones de cortante último.

Paso No. 5. Diseño de los diafragmas.

Carga lateral:

Viento a 24 kPa x el área de la superficie expuesta y, refiriéndose a la figura E4-17a: $H = 460 + 225 + 270 + 916 \text{ mm} = 1.871 \text{ m}$

Carga de la guarnición a 500 lb/pie para el lado opuesto $= 7.3 \text{ kN/m}$

$$\begin{aligned} \text{Viento} &= 24(1.871) && \equiv 44.9 \text{ kN/m} \\ \text{Total} & && = 52.2 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Nota: No hay carga de viento del camión debido a que el tablero actúa como diafragma.

Con los diafragmas espaciados a 5.55 m .

$$\begin{aligned} P_{\text{diafrag}} &= 52.2(5.55) = 289.7 \text{ kN} \quad (\text{diafragma interior}) \\ &= \frac{289.7}{2} = 144.9 \text{ kN} \quad (\text{diafragma exterior}) \end{aligned}$$

Usense diafragmas del mismo tamaño; además, los diafragmas deben ser cuando menos un tercio y preferiblemente la mitad del peralte de la viga. Selecciónese arbitrariamente

$$\begin{aligned} \text{W530 X 65.5/0.64: } d &= 525 \text{ mm} > \frac{916}{2} && \text{Correcto} \\ t_w &= 8.9 \text{ mm} > 8.0 \text{ mm} && \text{Correcto} \\ A &= 8.39 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \\ r_y &= 32 \text{ mm} & L &= 2.033 \text{ m} \end{aligned}$$

Una verificación como columna (que no se muestra) indica que $P = 994 \text{ kN} \gg 289.7 \text{ kN}$, de modo que la sección es ampliamente adecuada. Usese la misma sección para ambos extremos y puntos interiores.

Paso No. 6. Compruébese la deflexión por carga viva.

Conviértase el momento por carga viva en una **carga** uniforme equivalente como una primera aproximación.

$$\begin{aligned} \frac{wL^2}{8} &= 1090.5 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ w' &= \frac{1090.5(8)}{22.4^2} = 17.4 \text{ kN/m} = 0.0174 \text{ MN/m} \\ \Delta &= \frac{5(0.0174)(22.4)^4}{384(200\,000)(0.0161217)} = 0.01769 \text{ m} \end{aligned}$$

Tomando la máxima deflexión permisible como

$$\frac{L}{1000} = \frac{22\,400}{1000} = 22.4 \text{ mm} > 17.6 \text{ mm} \quad \text{Correcto}$$

Si el diseñador supone que el diagrama real de momentos que resulte de la carga de tres ruedas, se aproxima lo suficiente a un diagrama de carga uniforme, la deflexión calculada es adecuada; de otro modo, se debe hacer un análisis más exacto.

///

4-14 DISEÑO DE VIGAS USANDO EL FACTOR DE RESISTENCIA DE CARGA (DFRC)

El diseño de una viga sometida a flexión usando el DFRC es relativamente sencillo. Es necesario tener valores separados para las cargas muertas y vivas. El esfuerzo permisible de flexión se toma como

$$F_b = \phi F_y \quad \phi = 0.86$$

$$M_u = \phi F_y Z$$

$$V_u = \phi \left(\frac{F_y}{\sqrt{3}} \right) d t_w$$

y M_u ; se calcula usando cargas vivas y muertas factorizadas. Esto se ilustra con el ejemplo siguiente.

Ejemplo 4-18 Se da el sistema de piso mostrado en la figura E4-18, para un edificio de oficinas que usa una estructuración simple. Las cargas serán: carga muerta = 75 lb/pie² y carga viva = 50 lb/pie²; se usará el diseño DFRC y el acero A-36.

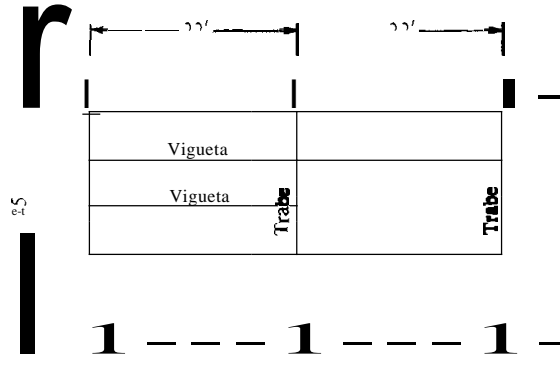


Figura E4-18

Hágase un diseño preliminar con base en un perfil W donde el peralte no sea un factor restrictivo.

SOLUCION Como la trabe es simétrica en planta y las viguetas se colocan muy juntas entre sí, supóngase que las cargas producirán una carga uniforme sobre la trabe.

$$w_u = \psi(F_d D + F_L L)$$

Usando los factores de carga de la sección 3-7 (y la tabla 3-1) y considerando que no hay reducción por carga viva para el área de piso, puesto que los factores de carga son de por sí términos estadísticos, se obtiene

$$\begin{aligned} w_u &= 1.1[1.1(22 \times 0.075) + 1.4(22 \times 0.050)] \\ &= 1.1(1.815 + 2.464) = 4.71 \text{ kips/pie} \end{aligned}$$

El momento de diseño es

$$M_u = \frac{w_u L^2}{8} = \frac{4.71(25)^2}{8} = 367.97 \text{ pie} \cdot \text{kips}$$

$$M_u = \phi F_y Z \quad (\phi = 0.86 \text{ de la tabla 3-1})$$

$$Z = \frac{M_u}{\phi F_y} = \frac{367.97(12)}{0.86 \times 36} = 1426 \text{ in}^3 \text{ pu g}$$

Obtégase, de la tabla 11-2 del SSDD, una W21 x 62 con $Z = 144.4$ pulg., $d = 20.99$ pulg., y $t_w = 0.400$ pulg.

Verifíquese el peso de la viga:

$$\Delta w_u = 1.1(1.1)(0.062) = 0.075 \text{ kipy pie}$$

Por proporción,

$$\Delta Z = \frac{\Delta w_u Z}{w_u} = \frac{0.075(142.6)}{4.71} = 2.27 \text{ pulg.} \quad \text{Correcto}$$

Verifíquese el cortante:

$$V_u = \frac{w_u L}{2} = \frac{4.71(25)}{2} = 58.9 \text{ k'ips}$$

$$= \phi \frac{F_y}{\sqrt{3}} d t_w = 0.86 \frac{36}{\sqrt{3}} (20.99)(0.40) = 180.3 \gg 58.9 \text{ kips} \quad \text{Correcto}$$

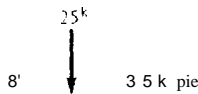
Se usará una sección W21 x 62.

///

PROBLEMAS

4-1 Selecciónese la sección W más económica para la viga que se muestra en la figura P4-1. Supóngase apoyo lateral total. Usense las especificaciones del AISC y acero A-36.

Respuesta: W24 x 76



4-2 Selecciónese la sección W más económica para la viga que se muestra en la figura P4-2. Supóngase apoyo lateral total. Usense las especificaciones del AISC y acero A-36.

Respuesta: W610 x 113.1

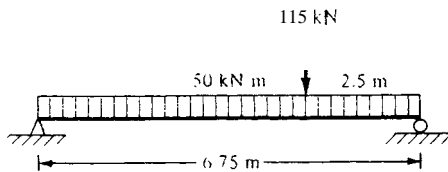


Figura P4-2

4-3 Selecciónese la sección W más económica para la viga que se muestra en la figura P4-3. Usense las especificaciones del AISC y supóngase que la viga tiene apoyo lateral adecuado entre A y B, pero entre B y C tiene apoyo solamente en los extremos. Usense $F_y = 50$ k/pulg.,

Respuesta: W12 x 26.

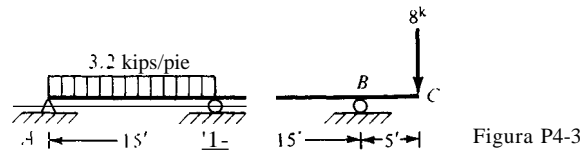


Figura P4-3

4-4 Seleccione la sección W más económica para la viga de la figura P4-4. Usense las especificaciones del AISC y supóngase que la viga tiene apoyo lateral adecuado entre A y B, pero desde B a C está apoyada sólo en los extremos. Usense $F_y = 345$ MPa.

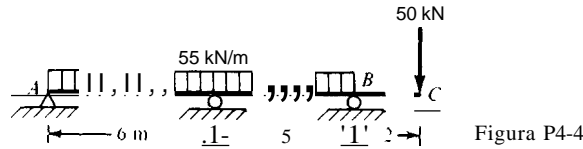


Figura P4-4

4-5 Una grúa de monorriel + trole (figura P4-5) pesa 2050 lb con $S = 2.5$ pies y tiene una capacidad de levantamiento de $P = 12$ kips. Está diseñada para correr a lo largo del patin inferior de un perfil S estándar. Diseñe la sección si el claro tiene 20 pies, empleando las especificaciones de la AISC. Nótese que se debe empezar con acero A-36 y sólo usar un valor mayor de F_y si fuese necesario.

Respuesta: S18 x 54.7.

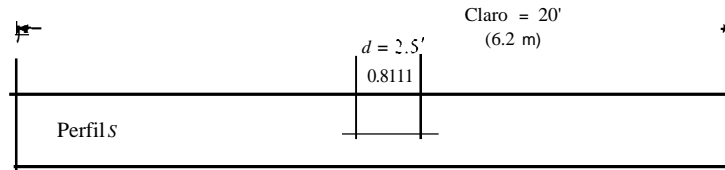


Figura P4-5

p

4-6 Refiriéndose a la figura P4-5, efectúese el diseño en unidades SI si $d = 0.8$ m, el trole y la grúa pesen 9.12 kN, la capacidad de levantamiento $P = 50$ kN, y el claro es de 6.2 m. Usense las especificaciones del AISC y $F_y = 250$ MPa.

Para los problemas 4-7 a 4-18, refiérase a la figura P4-7.

4-7 Hágase un diseño tentativo para las trabes A1 y B1, usando acero A-36. Usense los momentos de extremos fijos $wL^{2/12}$ para el extremo interior y $wL^{2/14}$ para el extremo exterior. Considérese que A1 soporta el muro con una carga de 0.4 kip/pie (véase problema 4-9).

Respuesta: W18 x 65 para B1

4-8 Diseñen las viguetas de piso (vigas) suponiéndolas simplemente apoyadas y usando acero A-36.

4-9 Diseñe la viga de borde AB, suponiendo un recubrimiento de ladrillos con un espesor equivalente al grueso de un ladrillo y un muro que ha de ser soportado por la viga de borde de 8.5 pies. Supóngase que el tablero metálico está soldado al patin de la viga de borde de manera que haya torsión debido a la excentricidad del ladrillo. Se usará acero A-36.

4-10 Diseñen las vigas de piso que salvan el espacio entre columnas suponiendo apoyos simples y acero A-36.

4-11 Diseñen las trabes A1 y B1 usando unidades SI y $F_y = 345$ MPa. Tómese la carga del muro soportada por A1 como 5.90 kN/m. Usese $wL^{2/14}$ para el momento exterior en el extremo y $wL^{2/12}$ para el momento interior.

Respuesta: W410 x 59.8 para A1.

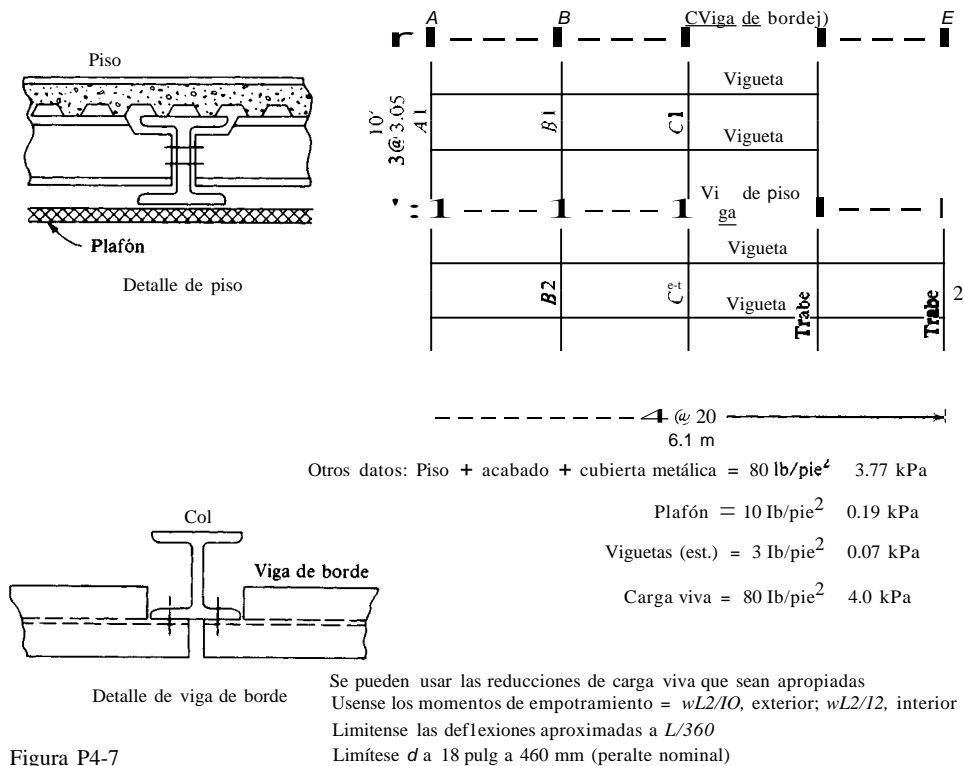


Figura P4-7

4-12 Diseñense las viguetas de piso (vigas) suponiéndolas simplemente apoyadas y con un valor de $F_y = 345$ MPa.

4-13 Diseñese la viga de borde AB, suponiendo un recubrimiento de ladrillos con un espesor equivalente a un ladrillo y un muro que ha de ser soportado por la viga de 2.60 m. Supóngase que el tablero metálico está soldado al patín de la viga de borde de modo que no haya torsión debido a la excentricidad del ladrillo. Se usará $F_y = 345$ MPa.

Respuesta: W410 x 46.1.

4-14 Diseñense las vigas de piso que salvan el espacio entre columnas suponiendo apoyos simples y $F_y = 345$ MPa.

Respuesta: W410 x 46.1

4-15 Resuélvase el problema 4-8 suponiendo construcción compuesta sin apuntalar. Usense $f'_c = 3000$ lb/pulg².

4-16 Resuélvase el problema 4-12 usando construcción compuesta sin apuntalar, pero usando $F_y = 250$ MPa (en lugar de $F_y = 345$ MPa para el acero; ¿por qué?) Usese $f'_c = 21$ MPa.

4-17 Rehágase el ejemplo 4-16 usando construcción apuntalada en lugar de la construcción "sin apuntalar" que se usa en el ejemplo.

4-18 Rehágase el ejemplo 4-16 usando una sección W18 x 46 y véase si es posible obtener una solución práctica.

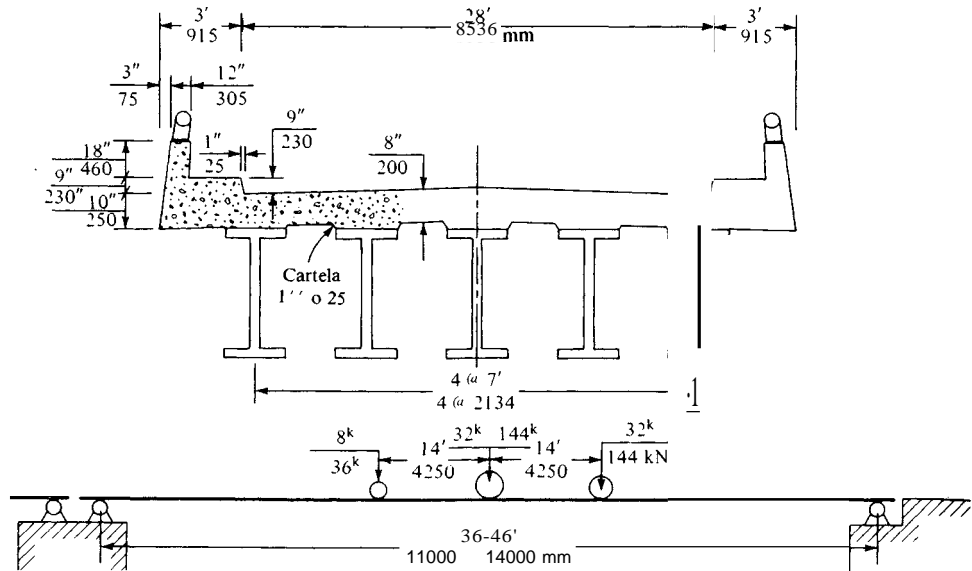


Figura P4-19

Para los problemas 4-19 a 4-22 consúltese la sección transversal mostrada en la figura P4-19. El instructor fijará el claro del puente (36 a 46 pies u 11 a 14 m). En el caso que no la fijara, se usarán 40 pies o 12.5 m para el claro. Para las vigas exteriores, la máxima carga posible debido al camión será la mitad de la carga de camión. La carga muerta está constituida por la parte en voladizo más la parte prorrateada de la losa de tablero hasta el larguero interior adyacente. Use un camión HS 20 y acero A-36 ó $F_y = 250$.

4-19 Diseñense los largueros de piso considerando que se tiene apoyo lateral total para los patines a compresión, y usando acero A-36. Usense las especificaciones de la AASHTO.

Respuesta: W33 x 130.

4-20 Diseñense los largueros de piso, teniendo en cuenta que se tiene apoyo lateral total para los patines a compresión, y usando acero con $F_y = 250$ MPa. Usense las especificaciones de la AASHTO.

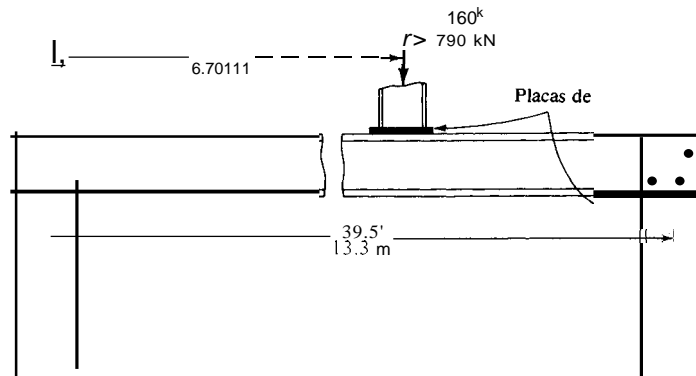


Figura P4-23

4-21 Diseñense los largueros interiores de piso de la figura P4-19, usando diseño compuesto y construcción sin apuntalar. Limítense la deflexión bajo carga viva a $L/800$. Usese $j' = 4$ kip/pulgé,

4-22. Diseñense los largueros interiores de piso de la figura P4-19 usando diseño compuesto y construcción sin apuntalar. Limítense las deflexiones por carga viva a $L/800$. Usese $f'_c = 28$ MPa.

A continuación se presentan diversos problemas de vigas para claros sin apoyo lateral y para consideraciones de cortante.

4-23 Una carga de columna de 160 kips está soportada sobre un área abierta de trabajo como la de la figura P4-23. La longitud lateral no soportada es de 39.5 pies. Elijase el perfil W más ligero, con la deflexión limitada a $L/360$. Se usará cualquier grado de acero si el A-36 no fuese adecuado. Nótese que es necesario asumir las condiciones de fijación.

Respuesta: W36 x 300 (Simplemente apoyada).

4-24 Rehágase el problema 4-23, con $P = 790$ kN y las dimensiones métricas mostradas en la figura P4-23.

4-25 Si la carga de columna del problema 4-23 está soportada por una sección W8 x 48, ¿qué longitud de la distancia N de apoyo de la figura 4-6 se requerirá para la viga seleccionada en el problema 4-23?

Respuesta: $N = 8.50$ pulg.

4-26 Si la viga seleccionada en el problema 4-24 soporta la carga de columna de 790 kN transmitida por una sección de columna de W200 x 86.3, ¿qué longitud de N de la figura 4-6 se requerirá?

Respuesta: $N = 222$ mm

4-27 Una sección W se ha de usar en un claro de 10 pies para transmitir una carga concentrada de 650 kips que actúa a la mitad del claro. Selecciónese la sección, verifíquese el esfuerzo cortante, y calcúlense los valores N , tanto para la reacción como para la carga concentrada, usando acero A-36 y las especificaciones del AISC.

4-28 Una sección W se ha de usar en un claro de 3.5 m para soportar una carga concentrada de 2100 kN que actúa a la mitad del claro. Selecciónese la sección, verifíquese el esfuerzo cortante, y calcúlense los valores N , tanto para la reacción como para la carga concentrada, usando para el acero $F_y = 250$ MPa y las especificaciones del AISC.

Respuesta: W840 x 299.1, $N = 260$ mm para la reacción.

4-29 Rehágase el ejemplo 4-18, si $\phi = 0.90$ y $F_L = 1.5$.

4-30 Rehágase el ejemplo 4-18, si $F_y = 50$ kip/pulgé

Respuesta: W21 x 50.

4-31 Rehágase el Ejemplo 4-18, si $D = 3.75$ kPa, $L = 4.0$ kPa, $L = 7.75$ m (claro), y la longitud de la vigueta = 6.75 m. Usese $F_y = 250$ MPa y el LRFD con los factores sugeridos en la sección 3-7.

Respuesta: W530 x 92.3.

4-32 Rehágase el ejemplo 4-10 para la sección más ligera, W o M.

Respuesta: W10 x 22 o M10 x 22.9.

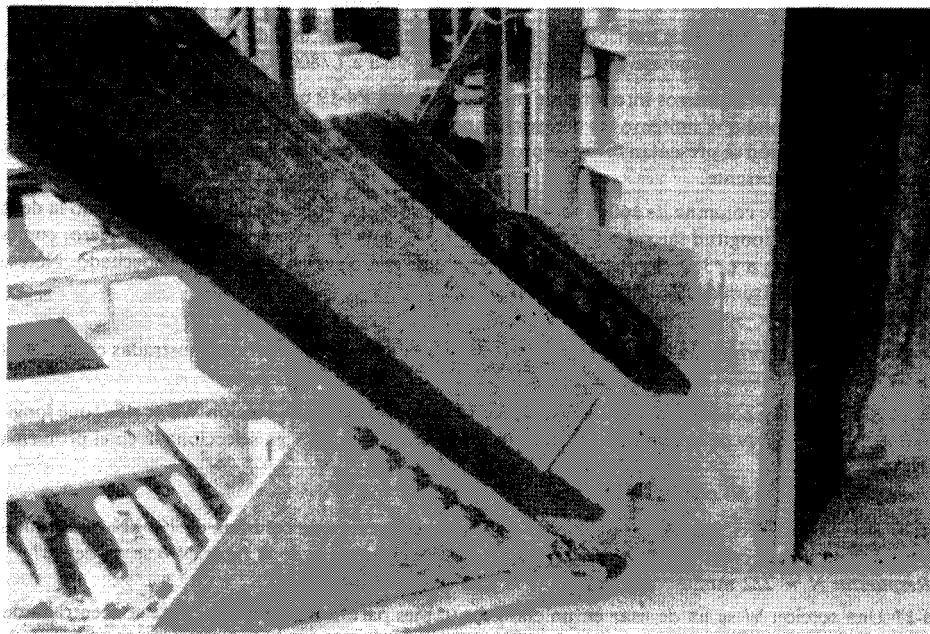
4-33 Diseñense los largueros de techo del problema 5-20 (en el capítulo siguiente) usando la sección laminada más ligera, W o Θ , con un tirante a la mitad del claro. Se usarán las especificaciones del AISC y acero A-36.

Respuesta: W14 x 43

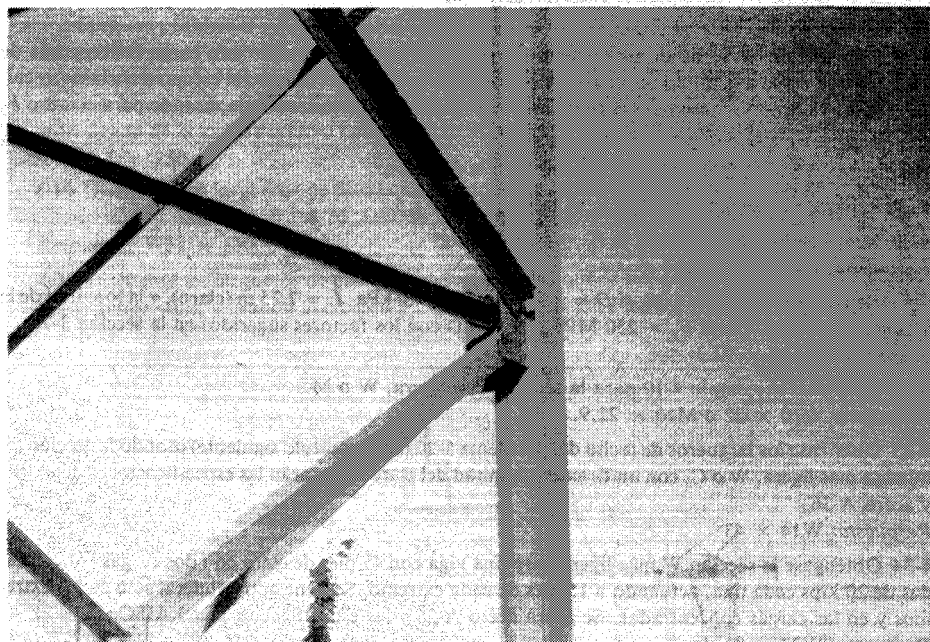
4-34 Obténgase la sección W más ligera para una viga con 45 pies de claro con dos cargas concentradas de 20 kips cada una, actuando a 15 pies de cada extremo. Se tiene apoyo lateral sólo en los extremos y en las cargas concentradas. Se usará acero A-36 y las especificaciones del AISC.

Respuesta: W27 x 84

4-35 Obténgase la sección W más ligera para una carga uniforme de 30 kips/pie que actúa sobre un claro de 15 pies. Hállese también la distancia N de la reacción. Se usará acero A-36 y las especificaciones del AISC.



a)



b)

Figura V-1. Miembros a tensión. (a) Miembro a tensión en un edificio industrial usando tornillos de alta resistencia. (b) Miembro a tensión en un pequeño edificio industrial, para contraviento. Se puede ver un tornillo de montaje en el miembro inferior. La junta es soldada.

DISEÑO DE MIEMBROS A TENSION

5-1 TIPOS DE MIEMBROS A TENSION

Los elementos de una estructura que soportan cargas a tensión se llaman *miembros a tensión*. Ejemplos clásicos de miembros a tensión son las cuerdas inferiores de las armaduras de techos y puentes. Algunos de los miembros del alma de las armaduras pueden soportar tensión o pueden ser miembros a tensión para ciertas condiciones de carga, y miembros a compresión para otras condiciones de carga.

Los cables de acero usados en los puentes colgantes y en los techos soportados por cables son ejemplos de miembros de acero sometidos a tensión. Se usan también los cables para atirantar las altas torres de acero en las comunicaciones, así como los postes de las líneas de fuerza, en los lugares en donde ocurran cambios de alineación.

Se usan con frecuencia los contraventeos de configuración X, en los lugares donde los miembros son tan flexibles que tiene lugar "el pandeo" bajo esfuerzos de compresión desarrollados por el viento que sopla en una dirección, pero que funciona como un miembro a tensión para el viento que sopla en dirección opuesta. Otros casos en que se usan los miembros a tensión incluyen miembros especiales del alma de las torres de fuerza y comunicaciones, suspensores en los pozos de las escaleras, los cables de los elevadores, suspensores para los muros de cortina, y partes de los equipos de izado.

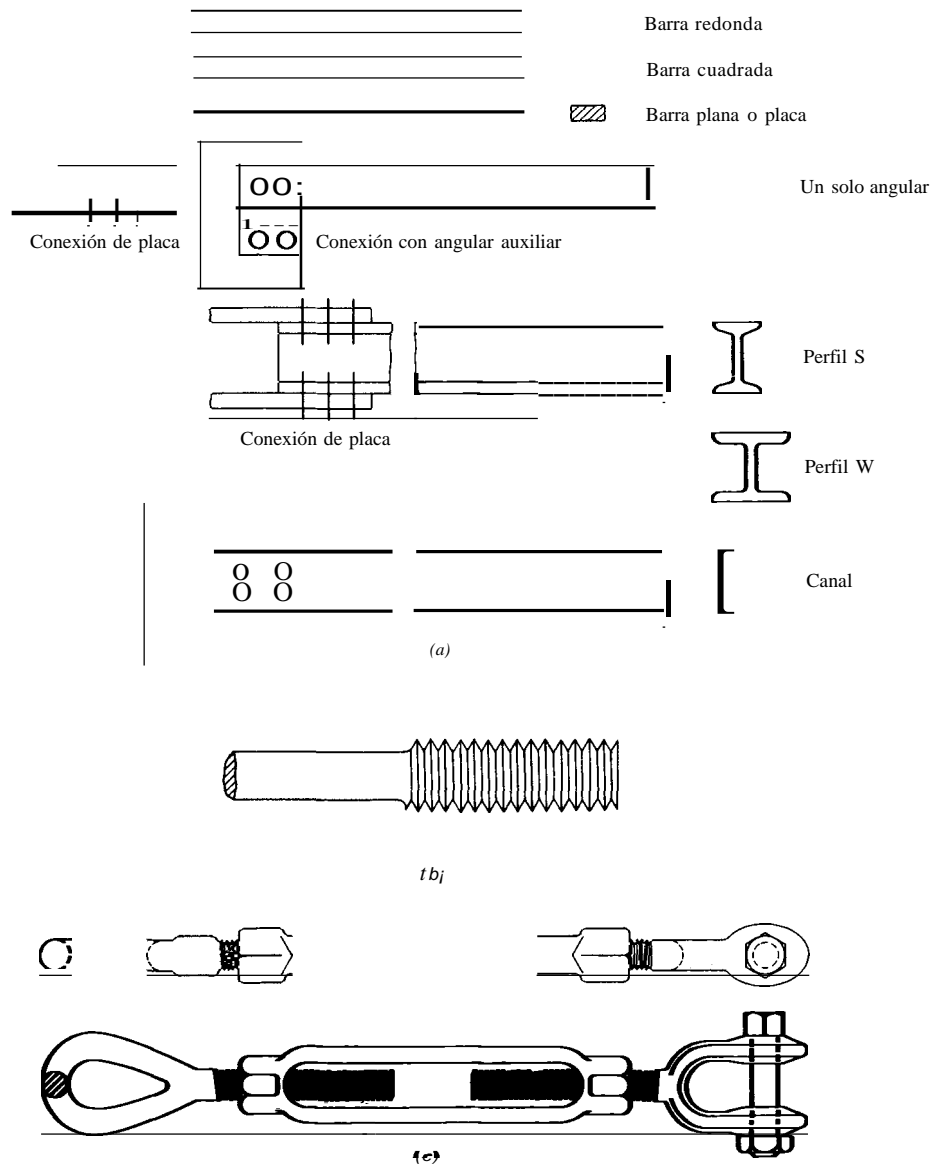


Figura 5-1 Miembros a tensión. Véase la figura 5-2 para cables usados como miembros a tensión. (a) Perfiles estructurales usados como miembros a tensión. (b) Barra con rosca sobrepuesta. (c) Barra roscada y uso de un templador para ajustar la longitud de la barra. Aplicable a barras cuadradas y redondas.

Se usan los tensores de acero de alta resistencia para reforzar las estructuras existentes, fijando dichos tirantes al patín o cuerda inferior de la estructura y aplicando pretensión para inducir un esfuerzo de compresión en el miembro, esfuerzo que debe ser superado cuando se aplique una carga. A veces se usan los tirantes entre las reacciones de un arco o de un marco rígido para ayudar a resistir el coceo en la base.

Los cables se utilizan ampliamente en la construcción de techos soportados por cables, a fin de producir un techo estéticamente agradable, sobre un área grande de piso que esté libre de obstáculos, y con una cantidad mínima de acero y de cualquier otro material estructural que se requiera.

Para todos estos usos se utiliza la resistencia a tensión del acero. En esta configuración del esfuerzo no se considera el pandeo o el alabeo de las placas. Sin embargo, en algunos casos, las especificaciones requerirán una cantidad mínima de rigidez en el miembro, por razones estéticas y de seguridad.

En general, los miembros a tensión se pueden clasificar como varillas y barras, perfiles estructurales, miembros armados, y alambres o cables. Varios de estos miembros se ilustran en las figuras 5-1 y siguientes.

5-2 ESFUERZOS PERMISIBLES A TENSION

Según el AISC, el esfuerzo permisible a tensión, excepto para las barras de ojo, se limita a

$$\begin{aligned} F_t &= 0.6F_y \quad (\text{área de la sección bruta}) \\ F_t &= 0.5F_u \quad (\text{área de la sección neta}) \end{aligned} \quad (5-1)$$

El esfuerzo permisible a tensión, según la AASHTÜ y el AREA, es algo más conservador, con

$$F_t = 0.55F_y \quad (5-2)$$

La especificación de la AASHTÜ limita aún más este esfuerzo básico al valor menor de la ecuación (5-2), o si no

$$F_t = 0.46F_u$$

pero se usa la sección *net*a para ambas ecuaciones. Para el acero con F_y no mayor de 80 kip/pulg², el esfuerzo básico de tensión está regido por la ecuación 5-2, para el diseño según la AASHTÜ.

Para la sección *net*a a través del agujero del pasador de una barra de ojo (véase figura 5-3), el esfuerzo permisible según el AISC es

$$F_t = 0.45F_y \quad (5-3)$$

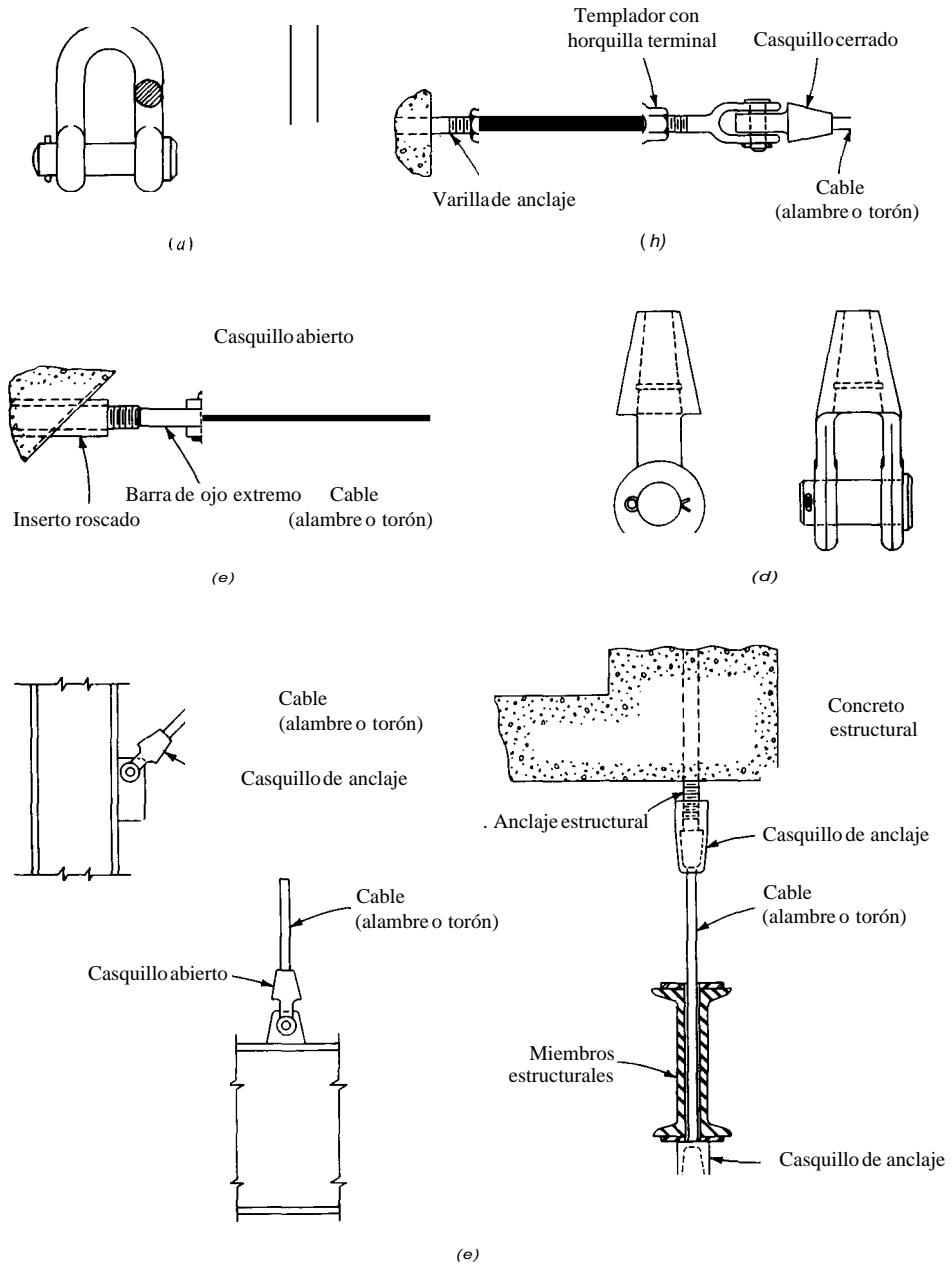


Figura 5-2 Cables como miembros a tensión y sus accesorios para fijación. Nótese que en muchas de estas situaciones se puede usar una barra cuadrada o redonda. (a) Horquilla roscada con pasador. (b) Casquillo para cable con templador. (c) Método para usar un casquillo para cables con el anclaje estructural. (d) Detalles de un casquillo. (e) Tres situaciones en las que se usan cables para un miembro a tensión.

Tabla 5-1 Esfuerzos permisibles de tensión para las especificaciones y ecuaciones que se muestran

		AISC						AASHTO y AREA	
		No en los agujeros de los pasadores ^a			En los agujeros de los pasadores ^b			Sección neta	
F_y	F_u	$0.6F_y$		$0.45F_u$		$0.5F_u$		$0.55F_y$	$0.46F_u$
Ksi	MPa	Ksi	MPa	Ksi	MPa	Ksi	MPa	Ksi	MPa
36	250	58	400	22.0	150	16.2	112	29	200
42	290	63 ^c	435	25.2	174	18.9	130	31.5	218
46	315	67 ^c	460	27.6	189	20.7	142	33.5	230
50	345	70 ^c	485	30.0	207	22.5	155	35.0	242
60	415	75 ^d	520	36.0	216	27.0	187	37.5	260
65	450	80 ^d	550	39.0	270	29.3	202	40.0	275

^a En la sección bruta, no en los agujeros de los pasadores.

^b En la sección bruta, en los agujeros de los pasadores.

^c F_u varía con la designación de la ASTM; los valores mostrados son para el Acero A-588.

^d Para el acero A-572.

En la tabla 5-1 se muestran los esfuerzos permisibles a tensión para varios grados de acero; el lector debe observar que la práctica establecida permite redondear los valores para el acero A-36 a los valores que se muestran tanto para el AISC como para el AASHTO/AREA.

En todos los casos, excepto en las barras de ojo, los esfuerzos a tensión se deben calcular con base en las áreas de sección transversal, brutas y netas, cuando se usen las especificaciones del AISC. Sólo se requiere el área neta para las especificaciones de la AASHTO y el AREA. El área neta es igual al área bruta (total) cuando se usen conexiones soldadas. El área neta será el área transversal menos efectiva para todos los otros casos, como cuando se usan agujeros para tornillos o remaches como sujetadores mecánicos en los extremos, o cuando ocurren huecos y/o reducciones en el área, a lo largo del miembro.

El área neta efectiva aproximadamente en el fondo de la rosca de los miembros roscados a tensión, usando la especificación del AISC es.

$$A_e = 0.7854 \left(D - \frac{0.9743}{n} \right)^2 \quad (5-4)$$

donde D = Diámetro nominal externo de los filetes

n = número de filetes/pulg (o el equivalente SI de $n/25.4$)

La raíz de la rosca será el área crítica para las barras normales roscadas y que produce efectivamente un considerable desperdicio de material. Esto se puede evitar con el uso de las roscas sobrepuestas (figura 5-1b), donde los extremos roscados se forjan a un diámetro mayor antes de hacer la rosca, de tal modo que la aplica-

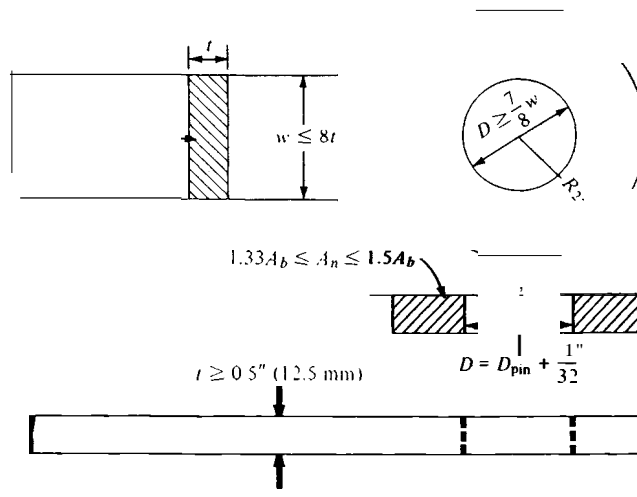


Figura 5-3 Dimensiones de una barra de ojo, según el AISI.

ción de la ecuación (5-4) produce $A_e \geq A_{\text{barra}}$. Sin embargo, no es total el ahorro, ya que hay un cargo extra de fabricación por producir una rosca sobrepuesta.

S-3 CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO

Para diseñar miembros a tensión se deben considerar varios factores, que incluyen conexiones, tipos de perfiles disponibles o que se requieren, y el flujo del cortante. Estos factores se tratan en las siguientes secciones.

S-3.1 Conexiones

Entre los factores principales está la manera como afectará una conexión del miembro a tensión al resto del sistema estructural (esto es, a otros miembros o a la cimentación). En las figuras 5-1, 5-2, y 5-4, se presentan varios tipos de conexiones de los miembros a tensión. La conexión más simple es la de la barra de ojo conectada por un pasador, pero ya se ha comprobado que este tipo presta servicios poco satisfactorios, y requiere especial cuidado en su dimensionamiento; se muestra en la figura 5-3. El siguiente tipo más simple sería algún tipo de barra roscada o cable. Aquí se originan varios problemas, que incluyen el área a tensión de la barra, ecuación (5-4) y ajustar el miembro a la estructura. El problema por lo general se resuelve con el uso de un templador, o teniendo una distancia roscada

extra en un extremo para tomar la flojedad. Las barras y cables que se usan como miembros a tensión reciben por lo regular una pequeña tensión inicial al instalarlos, para eliminar cualquier colgamiento y para evitar el traqueteo cuando la estructura vibra bajo las cargas de servicio. La tensión inicial a menudo resulta provechosa para "ajustar" el resto de la estructura.

Los cables pueden estar formados por hilos de alambre, con los términos "alambre de puente", o "cable de puente" para especificar la calidad estructural de los cables. No se usan alambres sencillos en las aplicaciones estructurales; más bien, se envuelven cables individuales alrededor de un núcleo central de alambre, para producir una sección simétrica. Estos cables son conjuntos de 7 a 61 o más torones individuales. El cable se produce enrollando varios cables individuales en forma helicoidal alrededor de un núcleo de alambre. Comúnmente los cables consisten de 6 a 37 torones; en la tabla 5-2 se dan los datos de diseño para una selección de cables para puentes y cables para otros usos.

Las conexiones de los cables toman por lo común la forma de una de las configuraciones que se ilustran en la figura 5-2. En dichas conexiones, se limpia con cuidado el extremo del cable y luego se pasa por la abertura del conector. Los extremos del cable, algo separados, se limpian cuidadosamente, y se vierte luego

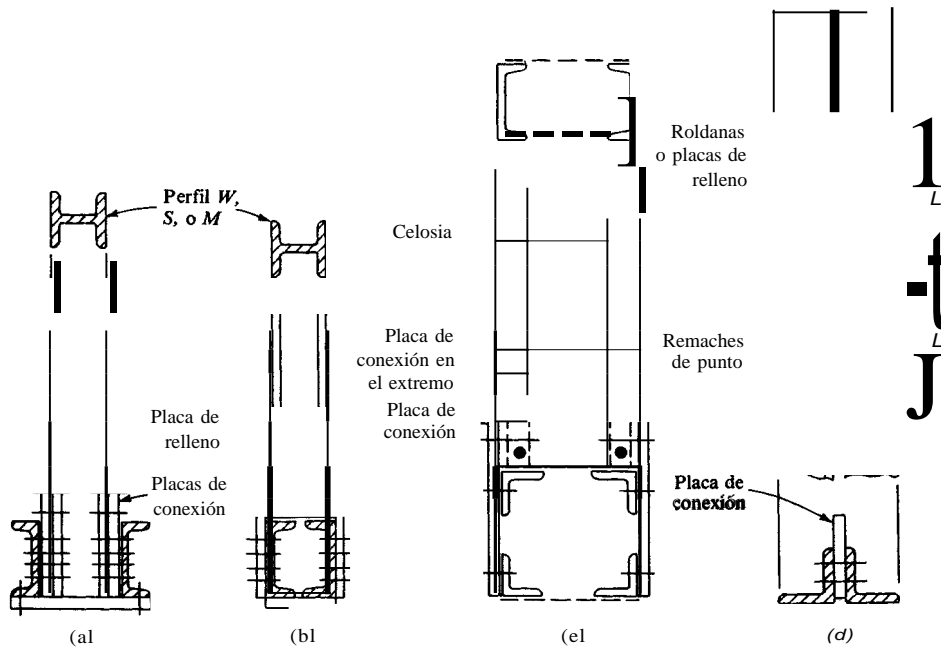


Figura 5-4 Conexiones de los miembros a tensión. (a) Las dimensiones del alma del miembro controlan el espaciamiento de los canales en las cuerdas. (b) Uso de las placas de relleno para hacer conexiones. (c) Conexiones entre dos miembros armados usando placas de conexión. (d) Par de angulares con placa de conexión. Se requieren por lo general remaches (o tornillos) para mantener la L'/r , entre los tornillos $\leq LI/r$ del miembro completo. Nótese la necesidad de usar el r_c del elemento para calcular la L'/r entre tornillos.

Tabla 5-2 Selección de datos para el diseño de cables

Diámetro			Peso		Area		P_u
pulg	mm	libra/pie	kN/m	pulg ¹	m ² (x 10 ⁻³)	kips	kN
Cables para puentes (un solo cable con múltiples alambres)							
112	13	0.52	0.008	0.15	0.0968	29.0	129
5/8	16	0.82	0.012	0.234	0.1510	46.6	207
11116	18	0.99	0.014	0.284	0.1832	56.2	250
3/4	19	1.18	0.017	0.338	0.2181	66.0	294
7/8	22	1.61	0.023	0.459	0.2961	89.2	397
I	25	2.10	0.031	0.600	0.3871	118.4	527
I 1/8	28	2.66	0.039	0.759	0.4897	151.4	673
I 114	32	3.28	0.048	0.938	0.6052	188.2	837
I 3/8	35	3.97	0.058	1.130	0.7290	228.0	1014
I 112	38	4.73	0.069	1.350	0.8710	270.0	1201
I 5/8	41	5.55	0.081	1.59	1.0258	318.0	1414
I 3/4	44	6.43	0.094	1.84	1.1871	368.0	1637
I 7/8	48	7.39	0.108	2.11	1.3613	424.0	1886
2	50	8.40	0.123	2.40	1.5484	482.0	2144
2112	64	12.8	0.187	3.75	2.4194	740.0	3292
4	100	33.6	0.490	9.60	6.1935	1822.0	8105
Torones para puentes [6 x 7 (cables de 7 alambres/cable)]							
3/8	10	0.24	0.004	0.065	0.0419	13.0	58
112	13	0.42	0.006	0.119	0.0768	23.0	102
5/8	16	0.65	0.009	0.182	0.1174	36.0	160
3/4	19	0.95	0.014	0.268	0.1729	52.0	231
7/8	22	1.28	0.019	0.361	0.2329	70.0	311
I	25	1.67	0.024	0.471	0.3039	91.4	407
Torones para puentes [6 x 19 (6 cables de 19 alambres/cable)]							
13/4	44	5.24	0.076	1.47	0.9484	286.0	1272
2	50	6.85	0.100	1.92	1.2387	372.0	1655
2112	64	10.60	0.155	2.97	1.9161	576.0	2562
Torones para puentes [6 x 37 (6 cables de 19 alambres/cable)]							
3	75	15.1	0.220	4.25	2.7419	824.0	3665
3 1/2	90	21.0	0.306	5.83	3.7613	1110.0	4938
4	100	27.0	0.394	7.56	4.8774	1460.0	6494

cinc fundido a aproximadamente 850° F dentro de la matriz de alambres. Después que se enfría el cinc, y se haya vuelto a limpiar la conexión y montar, el miembro está listo para su instalación. Este método de fijar los conectores extremos produce una junta que es, cuando menos, tan resistente como el cable. A veces (pero no se muestra en este lugar), se puede insertar el cable en un conector más largo, el **que** se aprieta para producir una conexión a fricción.

Se necesita conocer el módulo de elasticidad de los alambres y torones, para el cálculo de la elongación bajo el esfuerzo. El módulo de elasticidad de los torones de alambre no es el mismo que el del acero básico de alta resistencia usado en la manufactura de los hilos individuales. El módulo de elasticidad se determina después de formar los hilos o torones y estirarlo a fin de que las partes componentes se ajusten entre sí.

El módulo de elasticidad de los hilos y torones de puentes, se pueden tomar como sigue:

Diámetro o clase			
Cable de puente (diámetro)		E	
Pie.lb.seg, pulg	SI, mm	pie • lb • seg kip/pulg ²	SI, MPa
12 a 2 9/16	12.5 a 65	24000	165000
2 5/8	67 (y mayor)	23000	158000
Torón para puentes (clase)			
6 x 7 (6 cables con 7 alambres/cable)		20000	138000
6 x 19 (6 cables con 19 alambres/cable)		20000	138000
6 x 37 (6 cables con 37 alambres/cable)		20000	138000

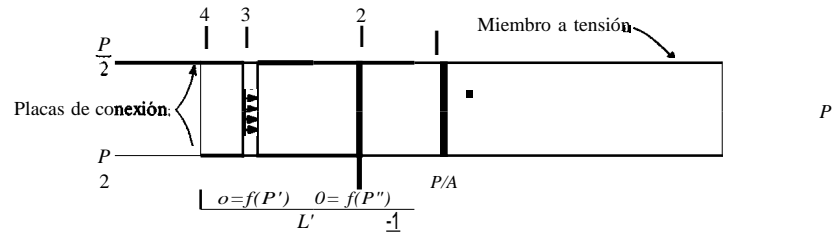
Se usa acero estructural de alta resistencia (F_y del orden de 160 kip/pulg-) en la fabricación de hilos y torones para puentes. El fabricante garantiza la resistencia de ruptura (P_u dada en la tabla 5-2), pero es el diseñador el que ha de especificar el factor de seguridad. El FS no debe ser menor de 1.7, y puede ser tan alto como 3.0, dependiendo de las incertidumbres del proyecto y del diseño.

5-3.2 Flujo del cortante y áreas efectivas máximas de sección transversal

En la figura 5-5 se ilustra cualitativamente el problema del flujo de cortante o el rezago del mismo según se transfiere la carga a las placas de conexión partiendo del miembro principal. El problema resulta aún más crítico cuando se usan angulares individuales y sólo uno está conectado para transferir la carga. En este caso a veces se utilizan angulares de conexión (figura 5-10). Las especificaciones del AISC (sección 1-14.2) consideran este problema de la manera siguiente.

En cualesquiera de los casos donde los miembros a tensión tengan un perfil en que no todos los segmentos estén en un plano común (como el lado saliente de un angular, el alma de las vigas con conexiones en los patines, los patines de los canales cuando se conectan al alma, y de manera similar para miembros compuestos) se calculará el área efectiva A_e de la manera siguiente:

1. Angulares de lados iguales o ~~desiguales~~ conectados por un lado a una placa (solos o por pares). $A_e = 0.90A_n$
2. Para perfiles W, M, o S, con $b_f \geq 0.67d$, o tes estructurales cortadas de estos perfiles, y conectados sólo por el patín, $A_e = 0.90A_n$.



- En el punto 1: Se supone distribución uniforme del esfuerzo en el análisis.
 2: Parte de la carga se transfiere a las placas de empalme, dejando P' . La transferencia de carga es en patines, lo que resulta en esfuerzos cualitativos en la sección mostrada. Los esfuerzos interiores del alma serán más bajos que P/A , debido al retardo del cortante. Así, en las juntas largas, el alma se puede rasgar debido a grandes deformaciones diferenciales en un fallo progresivo a tensión en el extremo delantero de la junta.
 3: Carga adicional transferida a las placas de empalme, dejando P' .
 4: Toda la carga se transfiere a las placas de asiento, y los esfuerzos en el miembro a tensión son cero.

Figura 5-5 Flujo del cortante en la junta de un miembro a tensión durante la transferencia de carga a las placas de conexión.

3. Para todos los otros perfiles, incluyendo los perfiles armados, con cuando menos tres sujetadores en una línea (la figura 5-5 tiene cinco sujetadores en línea), $A_e = 0.85A_n$.
4. Cualesquiera miembros a tensión con solamente dos sujetadores en una línea, $A_e = 0.75A_n$.

Se nota que el área efectiva A_e es siempre menor que el área neta cuando se ha de considerar el rezago del cortante.

Pruebas efectuadas en gran número de conexiones a tensión han demostrado que las conexiones soldadas pueden estar cerca de un 100 por ciento de eficiencia ($A_e = A_n$). No se encontró ninguna conexión que usara sujetadores mecánicos y que estuviera muy por encima del 90 por ciento de eficiencia, así que, para suministrar un tratamiento estadístico adecuado de las pruebas, las especificaciones del AISC limitan la eficiencia de cualquier conexión que use sujetadores mecánicos a un área neta máxima para una sección transversal de

$$A_n \leq 0.85A_g \quad (5-5)$$

Con conexiones soldadas sin agujeros, el área neta A_n es igual a la sección totalo bruta A_g . El autor sugiere que se use

$$A_e = 0.90A_n$$

para los miembros a tensión que sean continuos en la junta, para calcular el área efectiva a tensión de angulares dobles, canales y tes estructurales usados como cuerdas inferiores de las armaduras, y que sean continuos a lo largo de varios paneles.

5.3.3 Uso de perfiles estructurales como miembros a tensión

El uso de un perfil en particular, laminado o armado, estará dictado por el resto de la estructura y, por supuesto, la carga axial que se ha de resistir. Cuando el miembro se conecta a una junta que tenga suficiente ancho, puede que sea deseable el uso de los perfiles W, M, o C, como se ilustra en la figura 5-4. La longitud de la junta, L' debe ser suficiente de tal modo que el esfuerzo a tensión en la sección transversal total se pueda transferir a la junta vía el "flujo de cortante", como se ilustra cualitativamente en la figura 5-5.

Más generalmente, los miembros a tensión son o bien angulares solos o, preferiblemente, dobles, como se muestra en la figura 5-6. Se prefiere por lo regular el uso de angulares dobles, porque la junta será más simétrica tanto en el plano como fuera de él, en oposición al uso de un solo angular, que siempre tendrá excentricidad fuera del plano. El lector debe notar la relativa facilidad en la fabricación de juntas usando angulares sobre el alma de la viga WT, que se muestra en la figura 5-6a, y el uso de una sola placa de conexión en oposición a la conexión de la figura 5-4. Para obviar en parte esta situación se recomienda el uso de placas

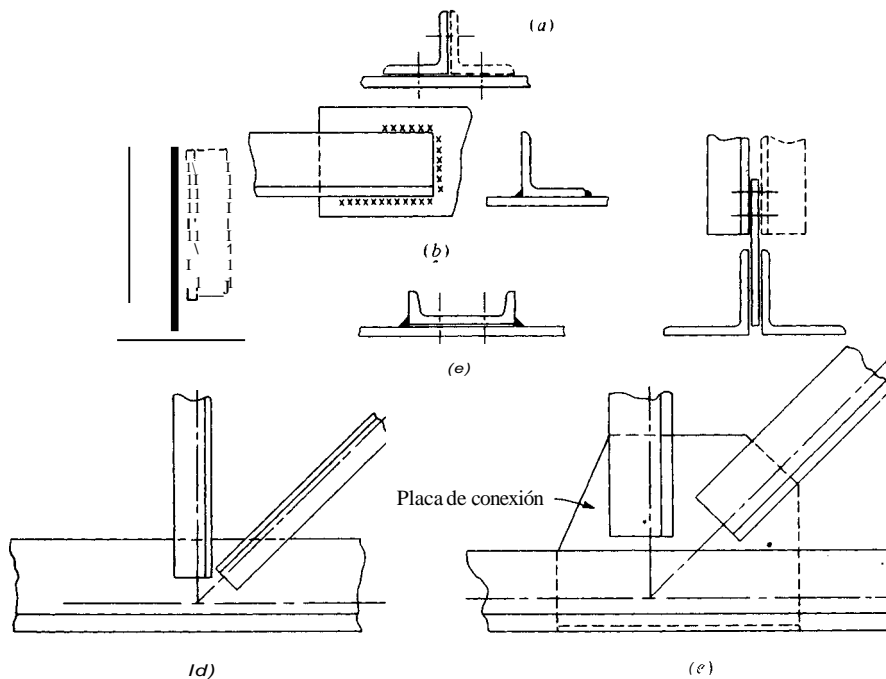


Figura 5-6 Juntas para miembros a tensión (y compresión), cuando las cargas axiales son pequeñas, como en las armaduras de techo de los edificios industriales o torres de transmisión. (a) Angulares sencillos o dobles con tornillos o remaches. (b) Angular sencillo soldado. (c) Canal soldado o atornillado. (d) Sección T con angulares sencillos o dobles. (e) Cuerda con doble angular con placa de conexión y miembros verticales y diagonales a base de angulares sencillos o dobles.

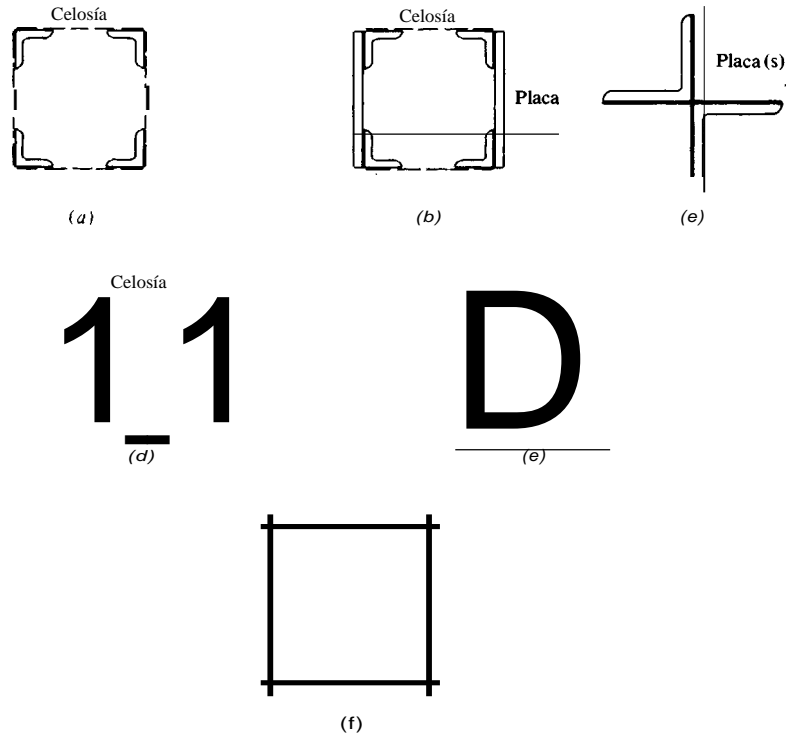


Figura 5-7 Sección transversal de varias secciones armadas. La configuración general de la sección transversal está limitada solamente por las necesidades e inventiva del diseñador, y puede incluir perfiles W y S con celosía y/o placas. Cuando se necesite mayor área, se pueden añadir más placas a las arriba mostradas. (a) Cuatro angulares con celosía. (b) Cuatro angulares con placas y celosía. (c) Dos angulares y una o dos placas. (d) Dos canales con celosía. (e) Dos canales con los patines invertidos con respecto a (d) y con placas y celosía. (f) Cuatro placas soldadas para formar una sección en cajón.

espaciadoras con tornillos o soldaduras a intervalos de 1.5 a 2m, a lo largo del par de angulares, para reducir el ruido debido a la vibración.

La decisión de usar un perfil S en lugar de un W o M, requiere considerar el hecho de que los perfiles W están mejor balanceados con respecto a la rigidez (r_x y r_y) con respecto a ambos ejes, que los perfiles S. Los peraltes real y nominal de los perfiles S es el mismo, mientras que para los perfiles W y M, el peralte nominal y el real, difieren, lo que requiere por lo general el uso de placas de relleno en las conexiones mostradas en la figura 5-4, a fin de ampliar el ancho y poder construir la conexión.

5-3.4 Uso de miembros armados a tensión

Se requerirá usar miembros armados, cuando un angular solo o un par, de los mismos, o cualesquiera de los perfiles laminados normales, o tiene suficiente sección transversal o rigidez (medida por L/r), o no resultará práctico construir la

junta. No se considera miembro armado el que está constituido por un par de angulares puestos de espalda.

En la figura 5-7 se muestran algunas posibles secciones armadas. Estos miembros están formados de dos o más perfiles laminados, suficientemente unidos para que la sección resultante actúe como un solo miembro. La rigidez de un miembro armado, según la determina el radio de giro r . Puede ser controlada por el diseñador, lo que constituye una de sus principales ventajas, al usarlas en lugares donde hay inversión de esfuerzos (el miembro soporta tanto cargas de tensión como de compresión); esta ventaja equilibra un tanto los considerables costos de fabricación, a menos que se use cierto número de miembros con la misma sección (por ejemplo, en puentes de armadura con claros muy grandes).

Existen, además de los requerimientos de carga, rigidez, y conexiones, otras consideraciones en el uso de los miembros armados, a saber, peso mínimo, facilidad de fabricación, y donde se usen en un ambiente hostil, como en los puentes, protección contra la corrosión, mantenimiento y reparaciones. Los puentes y otros miembros expuestos a severas condiciones ambientales, que incluyen tanto los efectos de la intemperie como los de los pájaros, se han de construir de tal modo que la acumulación de los excrementos de los pájaros y el agua (en particular si ésta se halla contaminada por óxidos de carbono y azufre, que crean una débil y rápida corrosión ácida) no se presente. También es necesario que el miembro, o miembros, se puedan pintar en su totalidad. Este requerimiento imposibilita, por lo general, el uso de secciones en forma de cajón totalmente cerrado u otras secciones armadas con cavidades cerradas. En su lugar, las secciones armadas deben estar abiertas en uno o más lados, y se obtendrá la continuidad en esa cara con el uso de barras de celosía o usando cubreplacas perforadas, como se muestra en la figura 5-8.

5-4 ESFUERZOS DEBIDOS A LA CARGA AXIAL SOBRE LA SECCION NETA

La presencia de un hueco en una sección obviamente crea un efecto de "muesca", como se comentó brevemente en la sección 1-6. Esto será cierto aun cuando el hueco esté ocupado por un remache o un tornillo. Podrá haber una excepción si el sujetador engrapa las dos o más partes, haciendo la sección lo suficientemente resistente para que no pueda haber ningún movimiento relativo a través del hueco. Las pruebas de tensión que utilizan técnicas plásticas y fotoelásticas indican concentraciones de esfuerzos en los bordes del hueco del tornillo, las que pueden tener un valor máximo del orden del doble o el triple del esfuerzo promedio en la sección. Como los esfuerzos del acero se redistribuyen a través de la sección cuando $f_t = F_y$, es razonable suponer una distribución uniforme del esfuerzo a través de cualquier sección transversal, al menos para condiciones de esfuerzo estático. Esto significa que para esfuerzos de trabajo, la distribución actual del esfuerzo en las cercanías de la conexión con huecos es indeterminada, pero si no se tuviese precisión al estimar la carga de trabajo, de manera que se produjeran esfuerzos de

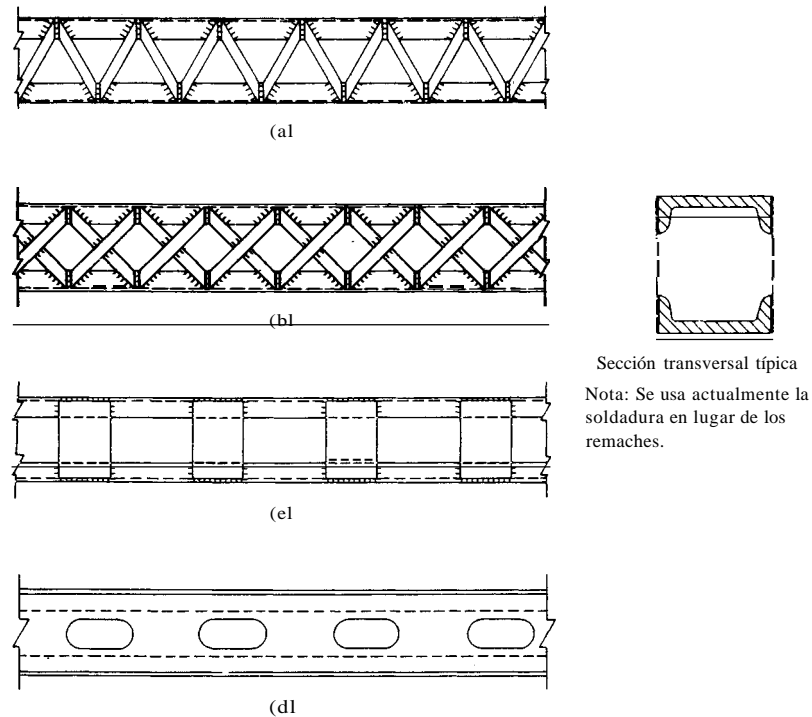


Figura 5-8 Celosía y otras formas de producir un miembro armado con acceso al interior. Las prácticas actuales de fabricación en los talleres dan preferencia al uso de listones o cubreplacas perforadas, que se sueldan. (a) Celosía sencilla. (b) Celosía doble. (c) Listones. (d) Cubreplacas perforadas.

fluencia, se redistribuyen los esfuerzos hasta que la carga sea suficiente para producir $f_t = F_y$ en la sección neta.

Cuando un miembro esté sometido ya sea a gran número de inversiones de esfuerzos o a esfuerzos cíclicos, el resultado es la aplicación de un rango de esfuerzos al miembro. Será necesario reducir los esfuerzos permisibles para evitar la falla por fatiga si el número de ciclos de esfuerzo y/o el rango de esfuerzos es grande.

Es común suponer que la fatiga se puede ignorar en la construcción normal de edificios. Sin embargo, se debe notar que con 20 ciclos de carga/día, el total de ciclos durante un periodo de 20 años es de sólo

$$N_{\text{ciclos}} = 20(365)(20) = 146000$$

Por supuesto que hay situaciones donde será necesario considerar los esfuerzos de fatiga (por ejemplo, traveses para grúas viajeras y sus conexiones), pero el diseñador debe estar alerta a la ocurrencia de estas situaciones en el curso del diseño. En las especificaciones del AISC se considera el problema de la fatiga en el Apéndice B del manual de acero.

S-S DISEÑO DE LAS BARRAS A TENSION

El diseño de una barra a tensión procede directamente de la determinación de la selección carga/área, basada en el esfuerzo permisible de tensión de $0.6F_y$. Por lo común se usan barras roscadas como tensores para soporte de largueros en edificios industriales con techos inclinados, así como para soportar largueros de pared y para soportar balcones y descansos de escaleras. Las barras tendrán roscas normales, como se muestra en la selección de diámetros de barras de la tabla 5-3. En el próximo ejemplo se ilustra el diseño de un tensor.

Tabla 5-3 Datos de diseño para las roscas de los diámetros estándar de barras que aparecen a continuación

Diámetro de la barra		Diámetro en la raíz		Número de roscas por pulgada o por 25 mm
pulg	mm	pulg	mm	
1/2	12.7	0.400	10.2	13
5/8	15.9	0.507	12.9	11
3/4	19.0	0.620	15.7	10
7/8	22.2	0.731	18.6	9
1	25.4	0.838	21.3	8
1 1/4	31.8	1.064	27.0	7
1 1/2	38.1	1.283	32.6	6
1 3/4	44.4	1.490	37.8	5
2	50.8	1.711	43.5	4 1/2
2 1/4	57.2	1.961	49.8	4
2 1/2	63.5	2.175	55.2	4
2 3/4	69.9	2.425	61.6	4
3	76.2	2.675	67.9	4

Ejemplo 5-1 Diseñense los tensores de los largueros del ejemplo 4-10 (el techo de los cobertizos laterales del edificio industrial del ejemplo 2-5) (véase figura E5.1a); úsese acero A-36.

SOLUCION Se obtuvieron, del ejemplo 4-10, las siguientes cargas para el larguero, siendo la condición $D + S + W$ la condición más crítica de carga. Sin embargo nótese, que la carga de 0.066 kip/pie se debe sólo a $D + S$. Teniendo esto en cuenta, se usará $F_t = 0.6F_y$ y no $F_t = 0.6F_y$ (1.33). Obténgase, de la tabla IV-S, la fuerza sobre el tensor como la reacción central de una viga simétrica continua de dos claros (figura ES-1b):

$$P = 2 \frac{5wL}{8} = 1.25(0.066) \overbrace{25}^{\text{ft}} = 1.03 \text{ kips}$$

Para 12 largueros (figura E2-5a y ejemplo 4-10) el valor superior = $12 \times 1.03 = 12.36$ kips.

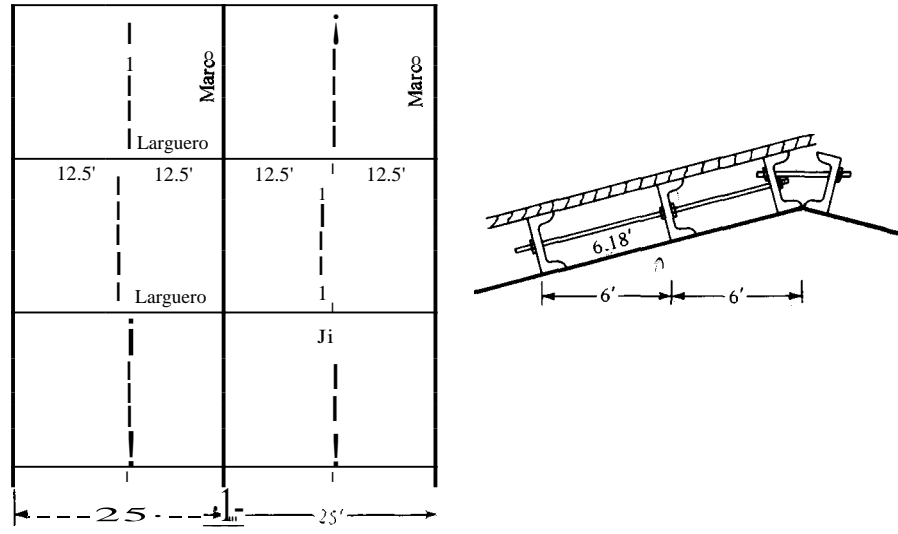


Figura ES-1a

$$A_{\text{req}} = \frac{12.36}{22} = 0.562 \text{ pulg}^2$$

Las especificaciones del AISC requieren un máximo L/r para contra-venteos y miembros secundarios a tensión de 300 (sección 1-8.4) pero no para barras y varillas. No obstante, se usará esto como guía, de modo que el miembro no sea demasiado pequeño. La fuerza mínima de 6 kips en la sección 1-15.1 del AISC no se aplica a los tensores.

$$r \text{ para barra redonda} = \sqrt{I/A} = \sqrt{\frac{\pi d^4/64}{\pi d^2/4}} = \frac{d}{4}$$

$$\frac{L}{r} = 300 \quad d = \frac{4(6.18 \times 12)}{300} = 0.988 \text{ pulg}$$

Verifíquese la varilla de 1 pulg de diámetro (véase tabla 5-3), usando $n = 8$ filetes de rosca/pulg:

$$A_e = 0.7854 \left(1.00 - \frac{0.9743}{8} \right)^2 = 0.605 > 0.562 \text{ pulg}^2 \text{ Correcto}$$

0.4195 kips/pie

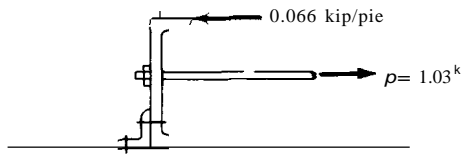


Figura ES-1b

Notas:

1. Se puede reducir el tamaño de los tensores en la mitad inferior del grupo de largueros, para una fuerza en el tensor de $6 \times 1.03 = 6.18 \text{ kips}$,
2. Se requerirá una viga de buen tamaño para salvar los claros de 25 pies, y soportar la carga concentrada de 12.18 kips en la mitad del claro, sin una excesiva deflexión hacia afuera. Es indudable que el techo reduce considerablemente este efecto, pero el diseñador tiene que decidir en qué medida.
3. Los cálculos no le dan importancia a los beneficios derivados del techo en contacto con el patín superior de los largueros, lo que puede reducir en un 50 por ciento o más la fuerza sobre los tensores. ///

5-6 SECCIONES NETAS

Cuando la sección transversal contiene una fila de agujeros, la sección crítica ocurrirá a través de uno de los huecos, como se muestra en la figura 5-9. Cuando haya más de una fila de huecos, el diseñador debe determinar una sección de falla que suministre el área mínima. El camino a través de la sección que produzca el área mínima será la sección neta crítica.

En la figura 5-9b, que es una porción de un patrón que se repite, el que podría obtenerse en un gran conjunto de placas (tanque de agua, caldera de va-

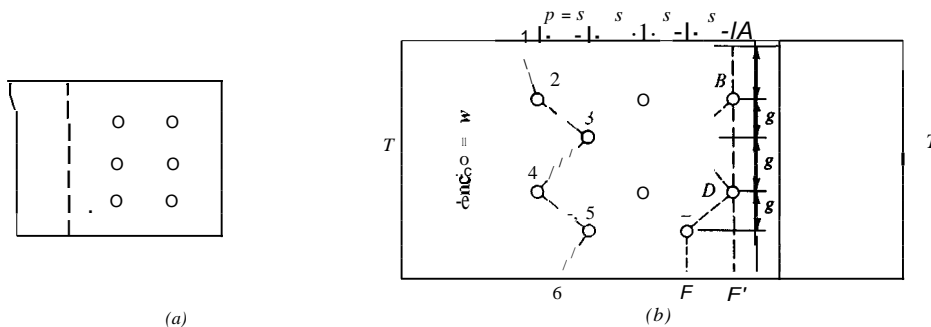


Figura 5-9 Sección neta crítica para miembros a tensión con agujeros. (a) Una hilera de agujeros o más, donde resulta obvia la sección neta. (b) Patrón de agujeros donde se han de hacer pruebas para hallar la sección neta.

por, u otra estructura similar), la sección crítica no resulta directamente obvia, ya que la placa se puede rajar a lo largo de líneas diagonales como la línea de puntos 1-2-3-4-S-6. Se han desarrollado soluciones teóricas para la falla a lo largo de algún recorrido posible, como el que se acaba de citar, que tiene en cuenta el comportamiento del material a tensión diagonal, a lo largo de las líneas irregulares de falla. Las soluciones teóricas son demasiado complicadas para el diseño, y se permite usar una aproximación. Dicha aproximación se basa en un procedimiento de Cochrane (*Engineering News-Record*, Vol. 89, 1922, págs. 847-848) y su uso es casi universal. El método es como sigue:

1. Tómese cualquier camino razonable, y posible, a través de una cadena de agujeros, y dedúzase un ancho de agujero por cada agujero que se encuentre.
2. Por cada cambio en la dirección de un agujero al otro, añádase la cantidad

donde s = Paso, o distancia longitudinal entre agujeros adyacentes
 g = Gramil entre los agujeros adyacentes a través del ancho de la sección

Este método de predecir la capacidad de una conexión (basado en el área neta) a tensión está razonablemente de acuerdo con las pruebas, por lo que no hay ningún motivo para que no se siga usando, ya que su empleo es simple y directo.

Es evidente que si s o g tienen el valor apropiado, se puede reañadir efectivamente un agujero a la diagonal, con lo que se cancela la reducción de dicho agujero en el ancho neto.

El diámetro efectivo del agujero (excepto en los agujeros oblongos) se toma como

$D + 118 \text{ pulg (ó 3 mm)}$	Especificaciones del AISC
$D + 118 \text{ pulg (ó 3 mm)}$	Especificaciones de la AASHTO y el AREA

El agujero es siempre mayor que el conector, cuando menos en 1116 pulg (ó 1.5 mm) para absorber un pequeño desajuste (que incluye rebabas tanto en el agujero como en el sujetador y/o grandes cambios de temperatura entre el punzonado y el montaje) de manera que esta última pueda proceder rápidamente. Cuando el agujero sea punzonado, se debe deducir 1116 pulg adicional para tener en cuenta el posible daño del material alrededor del agujero, con lo que se produce un diámetro efectivo del agujero, $D + 118 \text{ pulg ó } D + 3 \text{ mm}$.

Ejemplo 5-2 ¿Cuál sera la sección neta crítica del patrón de agujeros que se muestra en la figura ES-2? Considérense agujeros para tornillos de 7/8 pulg. Nótese que este patrón es más académico que práctico, pero se usa para

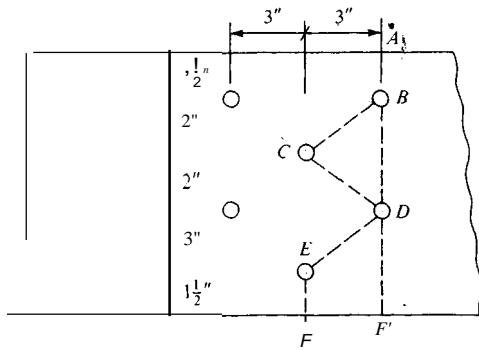


Figura E5-2

ilustrar el método de usar $s^2/4g$; úsense las especificaciones del AISC para el diámetro del agujero.

SOLUCION

$$\begin{aligned}\text{Ancho total } w &= 2(1.5) + 3 + 2(2) \\ &= 10 \text{ pulg}\end{aligned}$$

$$D = \frac{7}{8} + \frac{r}{8} = 1.00 \text{ pulg}$$

Ancho neto a lo largo del camino $ABDF'$:

$$w = 10 - 2(1.00) = 8.00 \text{ pulg}$$

Ancho neto a lo largo del camino $ABCDEF$: $w_{\text{neto}} = w - 4 \text{ agujeros} + s^2/4g$ términos de B a C , C a D , y D a E .

$$w_{\text{neto}} = 10 - 4(1.0) + \frac{3^2}{4(2)} + \frac{3^2}{4(2)} + \frac{3^2}{4(3)} = 9.00 \text{ pulg}$$

Camino $ABDEF$:

$$w_{\text{neto}} = 10 - 3(1.0) + \frac{3^2}{4(3)} = 7.75 \text{ pulg} \quad \text{controla}$$

$$w_{0.85} = 0.85(10) = 8.50 \text{ pulg}$$

Area neta crítica $= 7.75(t)$ pulg-,

Pregunta: ¿Qué valor del paso s producirá una sección neta equivalente a $ABDF'$?

SOLUCION El camino crítico es a lo largo de $ABDEF$, y se tiene

$$w_{\text{neto}} = 10 - 3(1.0) + \frac{s^2}{4(3)} = 10 - 2.00 = 8.00 \text{ pulg}$$

$$\frac{s^2}{12} = 8.000 - 7.000$$

$$s^2 = \sqrt{(12)(1.0)}$$

$$s = 3.46 \text{ pulg}$$

(digamos 3.5 pulg, puesto que cualquier valor superior a 3.46 es correcto)

Sustituyendo de nuevo este valor de s se verifica rápidamente que la nueva sección crítica será de 8.00 pulg (dentro de los ajustes de las tolerancias).

5-6.1 Sección neta de las secciones laminadas

El método para obtener la sección neta crítica de las secciones laminadas difiere ligeramente de la solución para la placa, que se acaba de mencionar, puesto que se debe considerar directamente el área ($w \times t$). Esto se efectúa deduciendo el área a través de cada agujero ($D \times t$) y añadiendo nuevamente el área parcial del agujero ($s^2/4g \times t$) para cada cambio de dirección en el camino". Nótese que en este ejemplo se sitúan los agujeros usando las distancias de gramil g_i que aparecen en las tablas 1-3 y V-3. Estas distancias son estándar para tener la facilidad de tener listas las plantillas en el taller de fabricación para hacer los agujeros, de modo que produzcan la mínima interferencia con los patines al instalar tornillos o remaches. No será fácil instalar todos los tamaños de tornillos y/o remaches, cuando se usen estas distancias de gramil, pero el espaciamiento es tal que se pueden acomodar casi todos los tamaños.

Ejemplo 5-3 ¿Cuál será el área crítica a tensión para la canal C250 x 37.2, que se muestra en la figura E5-3? Los tornillos son de 22 mm (tabla VI-7). Tómese nota de la distancia g_i usada para situar los agujeros B y D con respecto a los patines, y que viene dada por la tabla V-6. Se usarán las especificaciones del AISC,

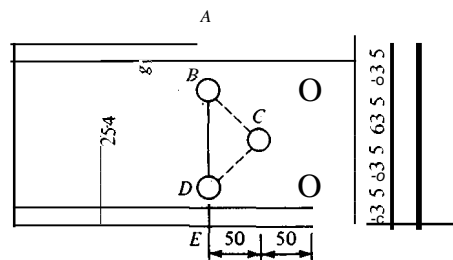


Figura ES-3

SOLUCION De la tabla V-6 se obtiene

$$A_n = 4.74 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

- Esto se ejemplificará con una sección en canal usada como miembro a tensión.

el angular a lo largo de la línea AB y volviéndolo a colocar como se ve en la figura 5-10b.

Ejemplo 5-4 ¿Cuál será la sección crítica del angular 8 x 6 x 3/4 con tres agujeros para pernos de 3/4, como se muestra en la figura E5-4? Usense las especificaciones del AISC.

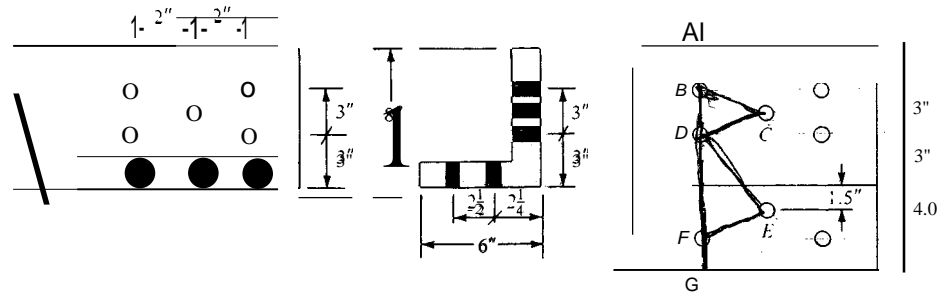


Figura E5-4

SOLUCION

$$D = 0.75 + 0.125 = 0.875 \text{ pulg}$$

Ancho neto a lo largo del camino $ABDFG$:

$$w = 8 + 6 - 0.75 - 3(0.875) = 10.625 \text{ pulg}$$

Ancho neto a lo largo del camino $ABCDEFG$:

$$w'' = w - 5 \text{ agujeros} + s^2/4g \text{ para } B-C, C-D, D-E, \text{ y } E-F$$

$$\begin{aligned} w'' &= 13.25 - 4.375 + \frac{2^2}{4(1.5)} + \frac{2^2}{4(1.5)} + \frac{2^2}{4(3 + 1.5)} + \frac{2^2}{4(2.5)} \\ &= 13.25 - 4.375 + 0.667 + 0.667 + 0.222 + 0.400 \\ &= 10.83 \text{ pulg.} \end{aligned}$$

Ancho neto a lo largo del camino $ABCDG$:

$$w'' = 13.25 - 4(0.875) + 0.333 + 0.333 = 10.42 \text{ pulg.}$$

Ancho neto a lo largo del camino $ABDEFG$:

$$w'' = 13.25 - 4(0.875) + 0.222 + 0.400 = 10.37 \text{ pulg.}$$

Verifíquese el requerimiento del 85 por ciento:

$$w_n = 13.25(0.85) = 11.26 \text{ pulg.}$$

Basándose en el ancho neto crítico de 10.37 pulg y $t = 0.75$ pulg (nótese que ambos lados están conectados, por lo que no se requiere una reducción por rezago del cortante):

$$A_e = 10.37(0.75) = 7.78 \text{ pulg}^2$$

$$P_{\text{perm}} = A_g F_t = 13.25(0.75)(0.6 F_y)$$

$$P_{\text{perm}} = A_e F_t = 7.78(0.5 F_u)$$

el menor de los dos.

5-7 DISEÑO DE MIEMBROS A TENSION SEGUN EL AISC

Para diseñar miembros a tensión se necesitan ciertos cálculos para determinar la carga, y otros cálculos adicionales para determinar la sección neta crítica, en donde se usen agujeros para conectores mecánicos. La selección de los miembros se efectúa teniendo como base satisfacer los requerimientos de área bruta y neta, incluyendo el máximo de 85 por ciento cuando haya agujeros en el miembro, y cualquier reducción del área neta por consideraciones de flujo de cortante.

Es preciso cumplir con los requerimientos de L/r en todas las especificaciones, así, las tres especificaciones (AISC, AASHTO y AREA) tienen requerimientos mínimos de capacidad de conexión. El requerimiento mínimo de conexión para el AISC, se encuentra en la sección 1-15.1 y requiere cuando menos 6 kips,

Ejemplo S-S Selecciónese la sección más ligera de un solo angular para los miembros verticales de la armadura del cobertizo lateral en el edificio in-

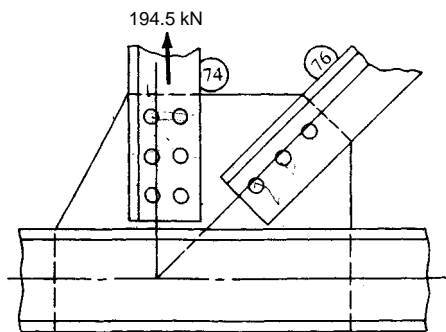


Figura ES-S

dustrial del ejemplo 2-6. Es deseable que se utilice la misma sección de angular en todos los verticales, la misma sección para todas las diagonales, y de modo similar, se diseñarán las cuerdas superior e inferior, usando secciones de tamaño constante. Sólo se diseñarán en este ejemplo los miembros verticales del alma. Se usará $F_y = 250$ MPa y las especificaciones del AISC.

SOLUCION De la inspección de la salida de la computadora (parte de la cual no se muestra en el ejemplo 2-6), se obtienen los valores siguientes, a partir de las dos condiciones de carga que se usaron:

Lado derecho			Lado izquierdo		
Miembro	LC-I (kN)	LC-2 (kN)	Miembro	LC-I (kN)	LC-2 (kN)
4	0.0	0.0	74	124.73	157.57
8	31.18	48.62	78	93.56	118.18
12	62.36	97.26	82	62.37	78.80
16	93.54	145.88	86	31.18	39.40
20	124.72	194.50	90	0.0	0.0

Como los signos son (+), todos los miembros verticales tendrán solamente fuerzas a tensión para cualesquiera de las condiciones de carga. Nótese que el programa de la computadora ajusta automáticamente el producto con el factor de 0.75 para el viento, por lo que todas las cargas tienen la misma base de diseño. El miembro 20 tiene la mayor fuerza axial de tensión, con el viento soplando por la izquierda; el viento soplando por la derecha produciría este valor de diseño en el miembro 74. El miembro 20 es el miembro más largo de todos los verticales del cobertizo lateral y tiene una $L = 4.5$ m. Si alguno de los otros miembros hubiese sido más largo, esa longitud de miembro controlaría L/r ; en este caso, tanto la longitud de control como la fuerza máxima de tensión están en el mismo miembro. Para diseño, $P = 194.5$ kN. La máxima $L/r = 240$ (según el AISC, sección 1-8.4, y suponiendo que se trata de un miembro principal al tener una fuerza axial tan grande). El radio mínimo de giro es

$$r_{min} = \frac{4.5(1000)}{240} = 1875 \text{ mm}$$

Un cálculo preliminar auxiliar indica que el patrón de los tornillos mostrado en la figura E5-5, tal vez podría utilizarse, ya que es probable que controle la L/r y no el esfuerzo. Con este patrón se podrían usar distancias estándar de gramil, y resultaría muy económico. Para dos tornillos en la sección y usando tornillos A-325 de 22 mm:

$$D = 22 + 3.0 = 25.0 \text{ mm}$$

El área efectiva del angular, usando los criterios del AISC para el rezago del cortante es (véase sección 5-2.3):

$$A_e = 0.90A_n$$

Basándose en $F_t = 0.6F_y$, la sección bruta del angular debe ser cuando menos

$$A_g = \frac{194.5}{0.6(250)} = 1.2967 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Basándose en $F_t = 0.5F_u$ (se usa la tabla 5-1 para F_u), el área neta efectiva, A_e tiene que ser

$$A_e = \frac{194.5}{200} = 0.9725 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Esta área neta efectiva, A_e , se ha de obtener de una sección bruta de cuando menos

$$A_g = \frac{0.9725}{0.85(0.90)} = 1.2712 \times 10^{-3} \text{ m}^2 < 1.2967$$

En general, no se puede, decir de antemano cuál sección de angular será la mejor, hasta que se hallen una o más que sean adecuadas, para luego seleccionar la más ligera. La mejor manera de obtenerla será con el uso de una tabla como la siguiente (nótese. también que $r_{\min} = r_z$, para un solo angular):

t , mm	Agujeros m^2	A_{neto} , m^2	Sección	r_z' , mm	A proporcionada (x 10^{-3}), m^2
6.3	0.315	1.175 > 1.081	L152 x 89 x 6.3	19.7	1.490 > 1.2967
7.9	0.395	1.153 > 1.081	L102 x 102 x 7.9	20.1	1.548

En la tabla anterior,

$$A_{\text{agujeros}} = 2Dt = 2(25.0)(0.0063) = 0.315 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_{\text{neto}} = A_g - A_{\text{agujeros}} \geq \frac{0.9725}{0.90} = 1.081 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Estos son los dos únicos angulares de las tablas V-8 YV-9 que es preciso considerar. En este caso es el radio de giro que controla la selección de la sección, más bien que los requerimientos de área. Se usará tentativamente: L152

x 89 x 6.3 (por ser el más ligero). Se debe seleccionar una sección que se pueda usar en la junta, de la manera indicada. Compruébese si es posible colocar dos tornillos de 22 mm, uno al lado del otro, en el lado más largo del angular. Con el uso de la tabla V-13 se obtiene:

Distancias estándar de gramil: $g_1 = 57.2 \text{ mm}$ $g_2 = 63.5 \text{ mm}$

Especificaciones del AISC: centro a centro de agujero = $2.67D$ (se prefiere $3D$)

Especificaciones del AISC: centro del agujero al borde del lado del angular (véase la tabla 1-16.4 del SSDD = 28 mm (ó 1 1/8 pulg)

$$S_1 = 63.5 > 2.67D \quad \text{Correcto}$$

Diámetro real del agujero = $22 + 1.5 = 23.5 \text{ mm}$

Distancia al borde = $152 - 57.2 - 63.5 = 31.3 > 28 \text{ mm}$ correcto

Se usará una sección L152 x 89 x 6.3.

Ejemplo 5-6 Selecciónese el par de angulares más ligeros para los miembros verticales de la armadura principal de techo del ejemplo 2-6. Usense las especificaciones del AISC y $F_y = 250 \text{ MPa}$. El lector debe observar que los miembros de esta armadura tendrán que diseñarse tanto para tensión como para compresión (y posiblemente para fatiga). De salida de la computadora, los miembros 39 y 47 serán críticos para las fuerzas axiales.

Miembro	rC-I (kN)	LC-2 (kN)	L, m
39	-63.65	+20.39	6.76
47	+70.18	-37.60	8.2 (el más largo de las verticales)

$$P_{sr} = 70.18 - (-37.60) = 107.78 \text{ kN}$$

El miembro 47 es crítico para el diseño a tensión.

$$r_{\text{mimo}} = \frac{8.2(1000)}{240} = 34.17 \text{ mm}$$

Se usarán tornillos de 25 mm: $D = 25 + 3.0 = 28.0 \text{ mm}$. Usense dos secciones L con una placa de relleno de 12 mm, como se muestra en la figura E5-6. Supónganse dos líneas de agujeros, ya que P_{es} solamente 70.18 kN, lo queda un $A_e = 0.90A_n$.

$$A_g = \frac{70.18}{150} = 0.4679 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

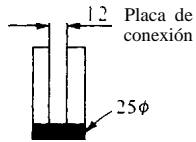


Figura E5-6

Para $A_e = 0.75A_n$, el área bruta del angular será cuando menos

$$A_g = \frac{70.18}{(200)(0.85)(0.75)} = \frac{05504}{.} \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Usense los lados largos de los angulares desiguales, espalda con espalda (¿Por qué?). Establézcase nuevamente una tabla de angulares dobles, usando las tablas V-10 y V-11 del SSDD [A_e = la menor de (A_n ó $0.85A_g$) x 0.90]:

t , mm	A_2 agujeros, m^2	A_{neta} , m^2	A_e , m^2	Sección	r , mm	Aproporcionada ($\times 10^{-3}$), m^2
6.3	0.353	2.307	2.03	2L127x89x6.3	37.5	2.660
7.9	0.442	3.468	2.991	2L127 x 127x7.9	39.9	3.910

No se encuentra nada más ligero que estos dos angulares dobles. Nótese que la L/r mínima controla el diseño, Verificando luego el rango de esfuerzos y usando A_e , se tiene

$$f_{sr} = \frac{P_{sr}}{A_e} = \frac{107.78}{2.03} = 540 \text{ MPa}$$

Este valor de 63.6 es mucho menor que cualquier otro valor de F_{sr} en la tabla 1-4, hasta 2000×10^3 ciclos de esfuerzo para el "metal base" en juntas conectadas mecánicamente. Se usarán dos secciones L127 x 89 x 6.3.

5-8 DISEÑO DE MIEMBROS A TENSION EN LOS PUENTES

El diseño de miembros a tensión en los puentes es similar al diseño utilizando las especificaciones del AISC, excepto que habrá que considerar la fatiga, como se resume en las secciones 5-4 y 1-9. Esto se ilustra con el ejemplo siguiente.

EjemplQ 5-7 En la figura E5-7 se muestra una porción de la armadura de un puente de carretera. Se requiere seleccionar la sección W12 más ligera, para

* sr = stress range (rango de esfuerzo)

usarla en el miembro 9, utilizando acero A-36 y las especificaciones de la AASHTO. Supóngase 2×10^6 ciclos de carga para la vida en servicio de la estructura.

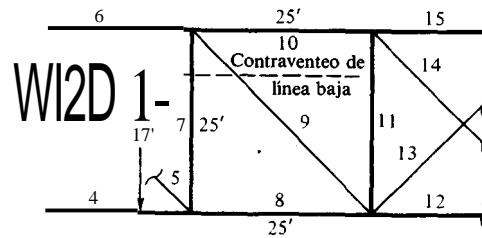


Figura ES-7

SOLUCION Se obtiene de la salida de la computadora, lo siguiente (se incluye el impacto en las cargas vivas):

Carga muerta	+ 80.3 kips
Máxima carga viva	+ 60.2 kips
Mínima carga viva	- 22.8 kips

De las que se obtienen

$$P_{m\acute{a}x} = 80.3 + 60.2 = 140.5 \text{ kips}$$

$$P_{m\acute{i}n} = 80.3 - 22.8 = 57.5 \text{ kips}$$

El rango de fuerzas (análogo al de los esfuerzos) es

$$P_{sr} = 140.5 - 57.5 = 83 \text{ kips}$$

Se supondrán cuatro agujeros en el patín de cualquier sección neta, como se muestra en el inserto de la figura E5-7. Se usarán tornillos de 7/8 pulg de diámetro, de modo que el diámetro efectivo del agujero será, $D = 7/8 + 1/8 = 1.0$ pulg.

$$\text{Agujeros} = 4(1)t_f$$

Se usarán tornillos de alta resistencia para conectar el miembro a la junta, que producirán condiciones de rango de esfuerzos para "metal base con conectores de fricción". Los datos dados en la sección 1-12 se basan en un rango de esfuerzo permisible para el caso en que no ocurra una falla catastrófica de manera inmediata cuando falle el miembro. No es probable en este caso que haya un colapso de la armadura si falla el miembro 9. Hecha esta consideración se obtiene el rango permisible de esfuerzos:

$$F_{sr} = 16 \text{ kip/pulg- (primera columna y verificando la nota al pie)}$$

Se usará contraventeo horizontal y transversal a través de la parte superior y extendido entre las dos armaduras para satisfacer la estabilidad, pero esto no reducirá la longitud libre de los varios miembros del alma con respecto al eje Y . (La AASHTO requiere que la profundidad efectiva de este contraventeo tenga cuando menos 5 pies o 1.8 m.) La fabricación de la junta requiere orientar el eje X en el plano de la armadura, para secciones laminadas. Nótese que, comúnmente, las vigas transversales de piso quedan un poco por debajo del punto de intersección de los miembros del alma de la armadura y la cuerda inferior, pero esto no debe afectar significativamente la longitud L .

Parece ser suficiente la limitación de la AASHTO para $L/r = 200$ para miembros principales a tensión y sin inversión de esfuerzos (Sec. 1-7.5) Y para $P = 140.5$ kips. El área neta, suponiendo que $F_a = 0.55F_y$ es

$$A_{\text{neta}} = \frac{P}{F_a} = \frac{140.5}{20} = 7.025 \text{ pulg}^2$$

$$r_{\text{min}} = \frac{25(1.414)(12)}{200} = 2.12 \text{ pulg (para } r_y)$$

Se usará arbitrariamente el requerimiento del AISC de un 85 por ciento, de manera que A_g será cuando menos

$$A_g \geq \frac{7.025}{0.85} = 8.26 \text{ pulg}^2$$

Se establecerá, por ensayos, la tabla siguiente, donde $A_{\text{agujeros}} = 4(1.0) //$;
 $A_{\text{req}} = A_g - A_{\text{agujeros}}$

Sección	l_i , pulg	A_{agujeros} , pulg ²	A_{req} , pulg ²	$A_{\text{proporcionada}}$, pulg ²	r_y , pulg ²
W12x53	0.575	2.30	13.30	15.60 > 8.26	2.48 Correcto
W12x50	0.640	2.56	12.14	14.70	1.96 N.S.

La sección W12 x 53 es la W12 más ligera que es satisfactoria tanto para los requerimientos del área como para los de la L/r . Se selecciona además esta sección a fin de que sea más fácil la fabricación de la junta, cuando se diseña el miembro vertical (No. 7) en el capítulo 6.

Compruébese el rango de esfuerzos para la sección W12 x 53:

$$f_{sr} = \frac{P_{sr}}{A_n} = \frac{83.0}{13.30} = 6.24 \text{ K/pulg}^2 \ll 16 \text{ K/pulg}^2 \quad \text{Correcto}$$

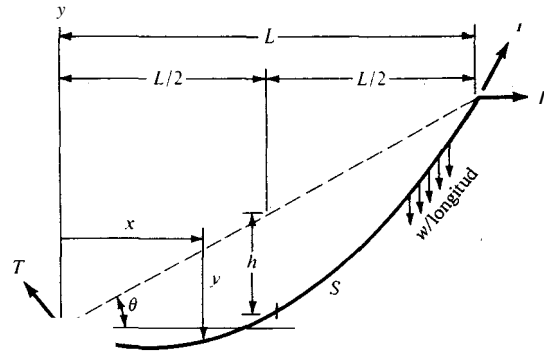


Figura 5-11 Geometría del cable para deducir las ecuaciones de diseño. Nótese que en esta configuración el valor de T en el origen es mayor que el valor de T en el otro extremo del cable.

Aunque la fatiga no es un parámetro de control para este miembro, todos los miembros de esta armadura se deben revisar de modo semejante. Se usará una sección W12 x 53.

5-9 DISEÑO DE CABLES

La suma de momentos alrededor de un lugar conveniente con respecto a la geometría parabólica del cable que se muestra en la figura 5-11, da

$$H = \frac{wL^2}{8h} \quad (5-6)$$

donde h = Flecha a la mitad del claro, como se muestra en la figura 5-11

w = Carga uniforme del cable/unidad de longitud; siempre habrá una carga uniforme debida al peso del cable

L = Longitud del claro (la longitud del cable es siempre algo mayor)

En general, la flecha y del cable en cualquier punto es

$$y = -\frac{4hx}{L^2}(x - L) + x \cdot \tan \theta \quad (a)$$

Diferenciando, se obtiene

$$\frac{dy}{dx} = -\frac{8hx}{L^2} + \frac{4h}{L} \tan \theta \quad (b)$$

Como

$$ds = \left[1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right]^{1/2} \quad \text{y} \quad T_x = \frac{H}{\cos \theta} = H \left(\frac{ds}{dx} \right)$$

se obtiene una ecuación general para la fuerza de tensión en el cable en cualquier punto:

$$T_x = H \left[1.0 + \frac{64h^2x^2}{L^4} + 16 \left(\frac{h}{L} \right)^2 + \tan^2 \theta \right. \\ \left. - \frac{64hx^2}{L^3} + \frac{16hx}{L} \tan \theta - S \frac{\tan^2 \theta}{L} \right]^{1/2} \quad (5-7)$$

Tomando nota de que todos los términos dentro de la raíz cuadrada son pequeños excepto el primero, tercero, y cuarto, se puede simplificar y obtener

$$T_x = H \left[1 + 16 \left(\frac{h}{L} \right)^2 + \tan^2 \theta \right]^{1/2} \quad (5-8)$$

Cuando los extremos del cable se hallan a elevaciones muy diferentes, se debe usar la ecuación (5-7) con preferencia a la ecuación (5-8), porque la tensión en el extremo superior del cable será en grado considerable diferente ("soporta" el peso del cable + cualquier carga adicional sobre el cable). Para los cables horizontales, T tiene el mismo valor en ambos extremos, y se calcula directamente como

$$T = H \left[1 + 16 \left(\frac{h}{L} \right)^2 \right]^{1/2} \quad (5-9)$$

La longitud del cable viene dada aproximadamente por

$$S = L \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{h}{L} \right)^2 - \frac{32}{5} \left(\frac{h}{L} \right)^5 \right] \quad (5-10)$$

Se han usado cables para soportar estructuras de techo sobre un claro muy grande, así como puentes y vientos para torres. En los edificios, el techo de cables se construye extendiendo cables a través del espacio abierto con un espaciamiento suficientemente corto y la aplicación de una fuerza T de pretensado para producir la flecha deseada, basándose en la ecuación (5-9). La flecha en los edificios es del orden de 1/12 a 1/16 (en los puentes puede llegar a 1/6 a 1/5). En estructuras redondas, se pueden fijar los cables a un gran anillo de compresión en el perímetro del edificio, y terminar en el centro en un anillo de tensión. Esta configuración es la más deseable, ya que la tensión de los cables ha de ser soportada por algún tipo de anclaje. El anillo de compresión es muy deseable, ya que se pueden usar grandes esfuerzos de compresión si el anillo está hecho de acero. El uso de techos de concreto preforzado, colocados como "losetas" directamente sobre los cables produce el techo que se desea y al mismo tiempo tiende a reducir las vibraciones, puesto que las losetas de concreto son bastante pesadas y desarrollan un gran sistema de masa.

Donde el uso de las losetas de concreto no es suficiente para restringir el amortiguamiento, se debe recurrir a otros medios. El amortiguamiento tiende a modificar la amplitud natural de un sistema en vibración y, si se aplica de una manera eficaz, elimina las amplitudes de resonancia de la vibración. La frecuencia natural de un sistema de cables es (lo mismo que cualquier otro tipo de cálculo de la frecuencia natural)

$$f_n = \frac{\pi}{L} \sqrt{\frac{T}{m}} \quad (5-11)$$

donde $m = w/g$ = masa de todo el cable (incluyendo cualesquiera accesorios, tales como un techo, etc)

- n Cualquier entero, tales como 1, 2, o 3, usados para obtener los modos fundamentales; el valor para $n = 1$ es de un interés primario, pero puede ser que se necesiten valores con $n = 2, 3$, y quizá 4
- T Tensión del cable; se puede escribir como $T + \Delta T$, de modo que sea evidente que un cambio de T produce un nuevo f_n

Una manera conveniente de amortiguar un cable para controlar la vibración, consiste en fijarlo a otro cable; como se ilustra en la figura 5-12, el que tiene una frecuencia natural diferente. Esto se puede efectuar con el uso de la ecuación (5-11), la que indica que los cambios de T producen diferentes valores de f_n . Será necesario, entonces instalar los cables usando puntales verticales, con una tensión suficiente para satisfacer las fuerzas de diseño y con tales valores de T que hagan que los valores de f_n en cualesquiera de los modos fundamentales no coincidan, lo que produciría resonancia (muy grandes amplitudes de vibración que causarían tal vez un colapso estructural).

La AISI ha sugerido valores para los factores de seguridad cuando se usen cables que oscilan entre 2.5 y 3.0; compárese la tensión última factorizada para P_u , según está dado por tablas como la tabla 5-2. La carga factorizada puede ser

$$\begin{aligned} U &= 1.5 \text{ muerta} + 3 \text{ viva} \\ U &= 2.5(D + L) \\ U &= 2(D + L + W \text{ o } E) \\ \text{o} \quad U &= 2.0 \times \text{cargas de montaje} \end{aligned}$$

Ejemplo 5-8 Diseñense los vientos, a un nivel, para una antena de TV de 250 m de altura. Las fuerzas horizontales para el diseño se muestran en la figura E5-8. Se usarán cuatro vientos, pero cada uno de ellos se diseñará para la fuerza indicada.

SOLUCION Para el nivel de 100 m, se obtiene, usando la ecuación (5-6)

$$\frac{wL^2}{8h} = 11 \text{ kN} \quad \frac{w}{h} = \frac{8(110)}{100^2} = 0.088$$

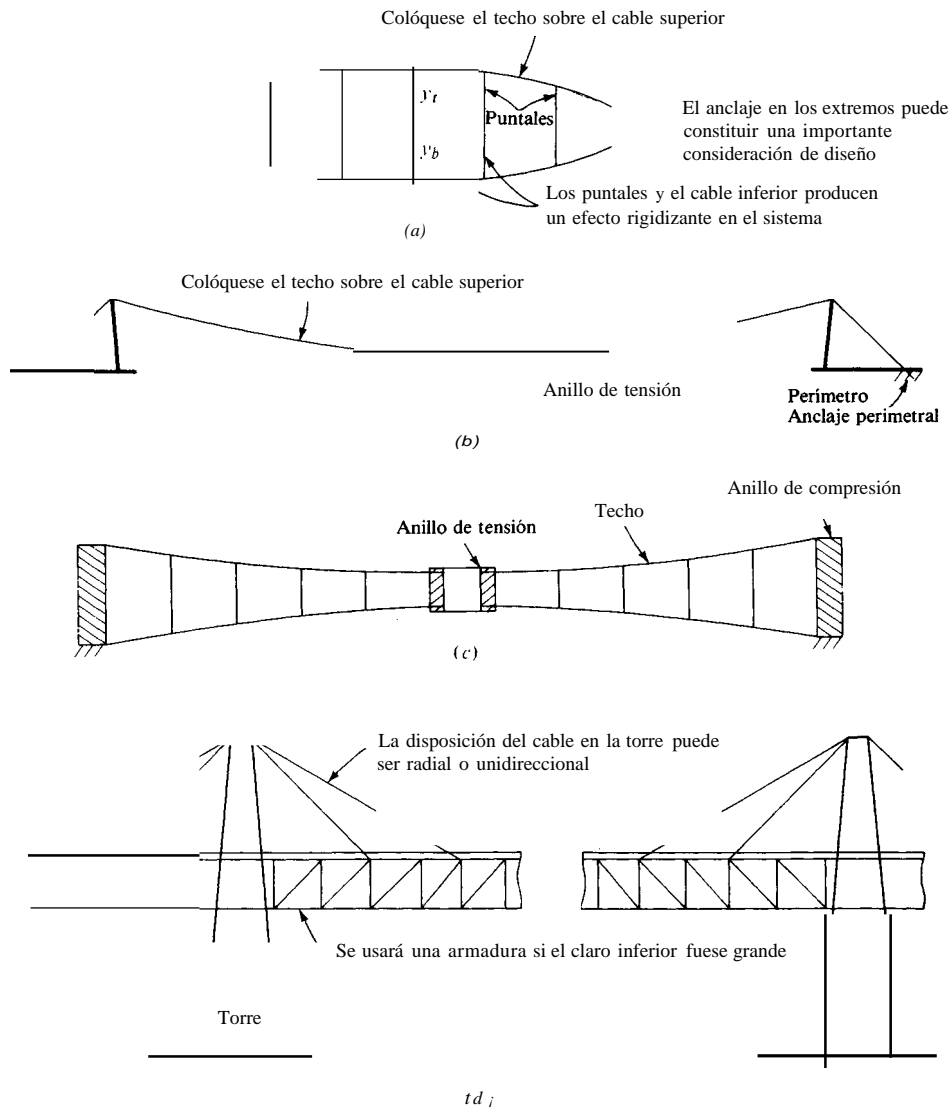


Figura 5-12 Varias configuraciones de cables en la construcción de edificios. (a) Cables espaciados a través del claro para un edificio de planta rectangular. (b) Un solo cable que usa un anillo central de tensión, para un edificio circular. (c) Sistema de doble cable para mayor rigidez y control de vibración. Para edificios de planta circular. (d) Cables usados en un sistema de soporte de techo. Si los cables son radiales, las torres pueden ser esencialmente autosoportantes.

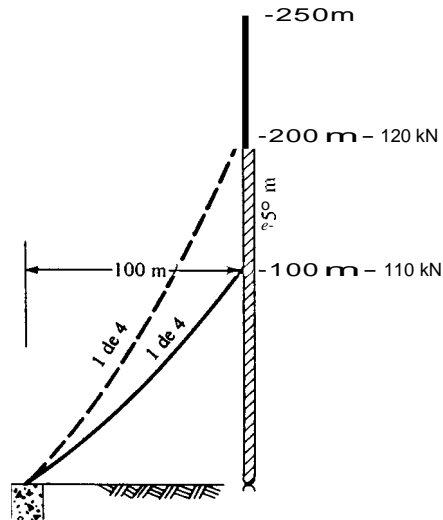


Figura ES-8

Además, la tensión del cable es, ecuación (5-7):

$$T = H \left[1 + 16 \left(\frac{h}{L} \right)^2 + \tan^2 \theta - 8 \left(\frac{h}{L} \right) \tan \theta \right]^{1/2}$$

obtenida con una ligera simplificación de los términos. Por ensayos, y usando $FS = 2.5$, $\theta = 45^\circ \rightarrow \tan \theta = 1.0$, se construye la tabla:

Prueba	$h - w/0.088$	T	w del cable, kN/m	Diámetro mm
1	(supuesto)	155.6	389	0.024
2	0.272 m	154.7	386	Suficientemente cerca del valor inicial

Se usará un torón para puentes, de 6 x 7 con 5 mm, con $P_u = 407 > 386$ kN. El anclaje tendría que ser diseñado para una fuerza de arranque $T_{\text{Dún}}$ calculada como

$$T_{\text{min}} = H \left[1 + 16 \left(\frac{h}{L} \right)^2 + \tan^2 \theta - 8 \left(\frac{h}{L} \right) \tan \theta \right]^{1/2} = 110(1.4065) = 154.7 \text{ kN}$$

Con $FS = 3$, la resistencia del anclaje sería $3 \times 154.7 = 464$ kN. ///

Ejemplo 5-9 Se desea construir un techo en forma de domo sobre un edificio que se usa como estadio deportivo (figura E5-9). El edificio es aproximada-

mente rectangular, con 350 x 700 pies en planta. Los cables se tenderán en la dimensión más angosta (claro de 350 pies) como se muestra en el perfil, usando dos cables, con puntales para controlar el amortiguamiento. El techo se colocará directamente sobre el cable superior. Los puntales se colocarán con sus centros a una distancia de 20 pies, y estarán sometidos a compresión. El diseño de los puntales se considerará en el capítulo 6.

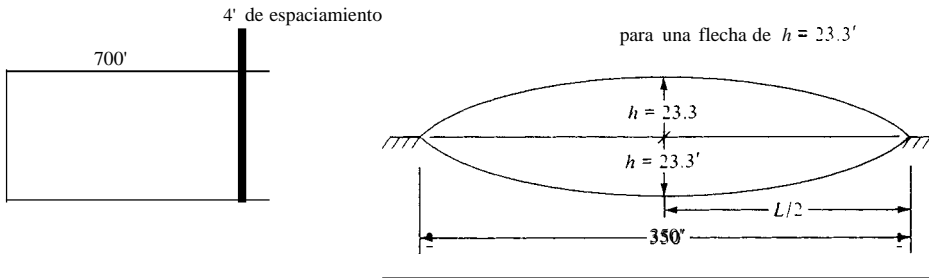


Figura ES-9

SOLUCION Carga muerta del techo, incluyendo el peso de los cables

(proyección horizontal)	$= 60 \text{ lb/pie}$
Carga viva a 40 lb/pie': 40 x 4	$= 160 \text{ lb/pie}$
Carga total	$= 220 \text{ lb/pie}$

Como el peso de la carga del cable superior tiende a deprimir el cable, se imprimirá una tensión arbitraria en él para producir una flecha equivalente de 23.3 pies, como se muestra, y esta tensión será [combinando las ecuaciones (5-6) y (5-8) para obtener el valor indicado]:

$$T = \frac{WL^2}{8h} \left[1 + 16 \left(\frac{h}{L} \right)^2 \right]^{1/2}$$

Tomando 1/2 de la carga del techo como w,

$$T = \frac{0.220(350)^2}{2(8)(23.3)} \left[1 + 16 \left(\frac{23.3}{350} \right)^2 \right]^{1/2} = 74.8 \text{ kips}$$

El cable inferior soportará la carga uniforme, que produce la flecha de 23.3 pies del cable superior, además de la carga total del techo:

$$T = \frac{(0.220/2 + 0.22)(350)^2}{8(23.3)} (1.035) = 2244 \text{ kips}$$

Las áreas requeridas para los cables, usando $F = 3.0$ serán:

Cable superior: $P_c = 3(74.8) = 223.4$ kips - se usará un cable para puentes con un diámetro de 1 1/2 pulg.

De la tabla 5-2, $w = 4.73$ lb/pie

Cable inferior: $P_c = 3(224.4) = 673.2$ - se usará un cable para puentes con un diámetro de 2 1/2 pulg

De la tabla 5-2, $w = 12.8$ lb/pie.

Los puntales soportarán una carga de compresión basada en q que produce un valor de h en el cable superior de 23.3 pies. Esto da una carga uniforme equivalente para el puntal "o diafragma" de $0.220/2 = 0.110$ kip/pie. Con un espaciamiento de 20 pies, la carga sobre el puntal es $20(0.110) = 2.2$ kips. Compruébese la frecuencia natural de los cables superior e inferior: Hállese primero la longitud del cable:

$$L = 350 \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{23.3}{350} \right)^2 - \frac{32}{5} \left(\frac{23.3}{350} \right)^5 \right]$$

$$= 354.13 \text{ pie}$$

Con las cargas vivas y muertas en contacto con el cable superior, y usando 350 pies como el claro de contribución para estas cargas, la masa será

$$m = \frac{W}{g} = \frac{0.220(350)}{32.2} = 2.438 \text{ lb} \cdot \text{s}^2/\text{pies}$$

$$\ln = \frac{\pi}{n} \left(\frac{T}{m} \right)^{1/2} = \frac{\pi}{n} \left(\frac{77.4}{2.438} \right)^{1/2} = 0.96n$$

Para $n = 1, 2$ Y 3 , se obtiene $\ln = 0.96, 1.92, \text{ Y } 2.88$ Hz.

Para el cable inferior, se usará sólo el peso de dicho cable, ya que son únicamente los puntales los que tienen continuidad con el cable superior:

$$j_n = \frac{\pi}{n} \left[\frac{232.1(32.2)}{0.0128} \right]^{1/2} = \frac{678}{n}$$

Para $n = 1, 2$ Y 3 , se obtiene $f_n = 6.78, 13.6, \text{ Y } 20.3$ Hz.

Como las frecuencias naturales, f_n , de los dos cables son considerablemente diferentes, no es probable que ocurra resonancia alguna. Cuando un cable esté en resonancia, el otro está a una frecuencia diferente, lo que actúa como amortiguador de las vibraciones de resonancia, de manera que la amplitud total de la vibración se mantiene pequeña. ///

5-10 DISEÑO DE MIEMBROS A TENSION USANDO EL DFRC

El diseño de miembros a tensión usando el DFRC es relativamente sencillo. Es necesario identificar nuevamente las cargas muertas y vivas, para poder usar el fac-

tor de carga apropiado. Una vez realizada esta operación, y que se haya obtenido la carga axial última de tensión, P_u , se tiene

$$r_c = A_n \phi F_y \quad (\phi = 0.88, \text{ tabla 3-1})$$

$$P_u = A_n \phi F_u \quad (\phi = 0.74)$$

Ejemplo 5-10 Se da un miembro de una armadura de techo en la estructura de un edificio, que tiene una longitud de 11.5 pies, con una carga muerta de 18.52 kips y una carga viva de 22.54 kips (carga de nieve). Se usará el método DFRC, acero A-36, y tornillos de alta resistencia A-325, y de 7/8 pulg de diámetro. Diseñese el miembro usando el perfil C más ligero posible.

SOLUCION Se usará el patrón de distribución de tornillos que se muestra en la figura E5-10; de este modo se empleará el factor de reducción por rezago del cortante de 0.85, según el AISC (cuando menos tres conectores en la línea de esfuerzos).

$$\frac{L}{r} = 240 \quad (\text{Valor máximo del AISC para un miembro principal})$$

$$r_{min} = \frac{11.5(12)}{240} = 0.575 \text{ pulg}$$

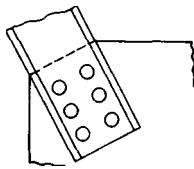


Figura E5-10

Descontando dos agujeros en la sección crítica, el área neta es

$$A_{neta} = A_g - 2\left(\frac{7}{8} + \frac{1}{8}\right)t_w$$

De la sección 3-7, se obtiene (factores de la tabla 3-1)

$$\begin{aligned} P_c &= 1.1(1.1D + 1.5S) \\ &= 1.1[1.1(18.52) + 1.5(22.54)] = 59.6 \text{ kips} \end{aligned}$$

$$A_n \geq \frac{P_c}{\phi F_y} = \frac{59.6}{0.88(36)} = 1.88 \text{ pulg}^2$$

$$A_n \geq \frac{P_u}{\phi F_u} = \frac{59.6}{0.74(58)} = 1.39 \text{ pulg}^2$$

Usando el mayor valor de A_n , la sección bruta, con el factor de eficiencia del AISC y el factor de rezago del cortante, se tiene un valor para el área bruta de cuando menos

$$A_g \geq \frac{1.88}{0.85(0.85)} = 2.602 \text{ pulg}^2$$

Se prueba un C7 x 9.80:

$$A_g = 2.87 \text{ pulg}^2 \quad r_y = 0.625 \text{ pulg} > 0.575 \quad \text{Correcto}$$

Hay que comprobar si se pueden colocar dos tornillos en el alma, como se ilustra en la figura ES-10.

$$g_1 = 2.50 \text{ pulg} \quad \text{y} \quad 2g_1 = 2(2.50) = 5.00 \text{ pulg}$$

Esto deja un espaciamiento para los tornillos de

$$7.00 - 5.00 = 2.00 < 2.67(7/8) \quad \text{N.S.}$$

Se prueba un C8 x 11.50:

$$A = 3.38 \text{ pulg}^2 \quad r_y = 0.625 \text{ pulg} > 0.575 \quad \text{Correcto}$$

$$g_1 = 2.50 \text{ pulg} \quad t_w = 0.220 \text{ pulg}$$

Esto deja para los tornillos, un espaciamiento centro a centro de

$$8 - 5 = 3 \text{ pulg} > 3D \quad \text{Correcto}$$

Compruébese el área neta: descontando dos agujeros:

$$A'' = 3.38 - 2\left(\frac{7}{8} + \frac{1}{8}\right)(0.22) = 2.940 \text{ pulg}^2$$

Compruébese el rezago del cortante:

$$A_e = 2.940(0.85) = 2.499 > 1.88 \text{ pulg}^2 \quad \text{Correcto}$$

Eficiencia y rezago de cortante combinados:

$$A_e = 3.38(0.85)(0.85) = 2.44 > 1.88 \quad \text{Correcto}$$

///

Se usará como miembro una sección C8 x 11.50

PROBLEMAS

Supóngase para todos los problemas una resistencia adecuada para los conectores, de modo que sean sólo los requerimientos de sección neta bruta los que controlen.

5-1 Diseñese una barra de ojo para soportar una carga a tensión de 40 kips, usando un pasador de 1 pulg de diámetro. Se usará acero A-36 y las especificaciones del AISC. Usese $t \geq 3/4$ pulg y w en múltiplos de $1/8$ pulg.

5-2 Diseñese una barra de ojo para soportar una carga a tensión de 200 kN, usando un pasador de 25 mm de diámetro. Usese $F_y = 250$ MPa y las especificaciones del AISC. Usese $t \geq 15$ mm y w en múltiplos de 3 mm.

5-3 ¿Cuál será el ancho neto de la placa de la figura P5-3, usando las unidades pie.lb.seg dadas?

Respuesta: 6.75 pulg.

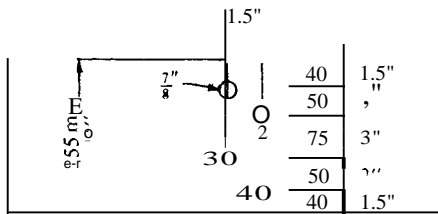


Figura P5-3

5-4 ¿Cuál será el ancho neto de la placa de la figura P5-3, usando las unidades SI dadas?

Respuesta: 176.3 mm

5-5 ¿Cuál será el paso de los tornillos en la figura P5-3, para que la sección neta crítica tenga cuando menos 8 pulg?

5-6 ¿Cuál será el paso de los tornillos en la figura P5-3, para que la sección neta crítica tenga cuando menos 205 mm?

Respuesta: 62 mm.

5-7 ¿Cuál será la capacidad permisible de la placa de la figura P5-3, si se usa acero A-36 y el espesor de la placa es de $1/2$ pulg?

Respuesta: 97.9 kips.

5-8 ¿Cuál será la capacidad permisible de la placa de la figura P5-3, si se usa acero con $F_y = 250$ MPa y el espesor de la placa es de 12 mm?

Respuesta: 423 kN

5-9 ¿Cuál será la carga permisible a tensión para la placa de la figura P5-9, usando $F_y = 345$ MPa para el acero, tornillos de 20 mm de diámetro, y las especificaciones del AISC?

$t = 15$ mm

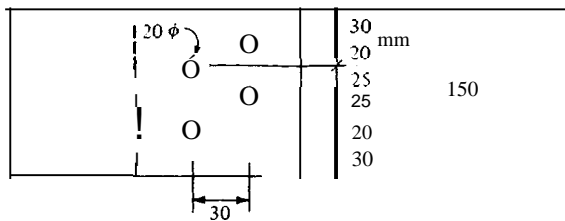


Figura P5-9

5-10 ¿Cuál será el paso necesario en el problema 5-9, para que sólo sea necesario deducir tres agujeros del ancho para producir la sección neta?

Respuesta: 32 mm.

5-11 Selecciónese el angular individual más ligero para una carga a tensión de 50 kips. La longitud es de 6 pies y se usarán tornillos de 7/8 pulg de diámetro, con un patrón como el de la figura P5-11. Use-se acero A-36 y las especificaciones del AISC.

Respuesta: L6 x 4 x 1/4.

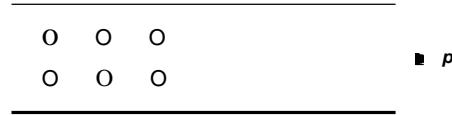


Figura PS-11

5-12 Selecciónese el angular individual más ligero, para una carga a tensión de 210 kN. La longitud es de 1.9 m y se usarán tornillos de 22 mm de diámetro, con un patrón similar al de la figura P5-11. Use-se acero con $F_u = 250$ MPa, y las especificaciones del AISC.

5-13 Selecciónese el par más ligero de angulares colocados espalda con espalda para soportar una carga a tensión de 400 kN. Usense tornillos de 22 mm de diámetro, y placa de conexión de 12 mm, y acero con $F_u = 345$ MPa. Use-se el patrón de tornillos de la figura P5-13 y las especificaciones del AISC. La longitud del miembro es de 3.2 m.

Respuesta: L102 x 76 x 6.3.

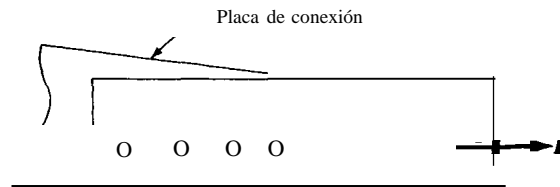


Figura PS-13

5-14 Selecciónese el par más ligero de angulares colocados espalda con espalda para soportar una carga a tensión de 92.5 kips. Usense tornillos de 7/8 pulg de diámetro, una placa de conexión de 1/2 pulg, y acero con $F_u = 50$ kip/pulg². El miembro es de 8.375 pies de largo. Use-se el patrón de tornillos de la figura P5-13 y las especificaciones del AISC.

5-15 Selecciónese el angular individual más ligero para una carga a tensión de 68 kips, suponiendo que hay un tornillo de 3/4 pulg de diámetro en la sección crítica. El miembro tiene 7.5 pies de largo. Use-se acero A-36, el patrón de tornillos de la figura P5-15, y las especificaciones del AISC y de la AASHTO. Supóngase que en el caso de la AASHTO no hay inversión de esfuerzos.

Respuesta: Según la AASHTO, L7 x 4 x 7/16.

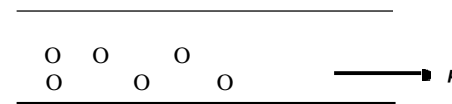


Figura PS-15

S-16 Seleccíonese el angular individual más ligero para una carga a tensión de 220 kN, suponiendo que hay un tornillo de 20 mm de diámetro en la sección crítica. El miembro tiene 4.3 m de largo. Usese acero con $F_y = 345$ MPa, el patrón de tornillos de la figura P5-15, y las especificaciones del AISC y la AASHTO. Supóngase que en el caso de la AASHTO no hay inversión de esfuerzos.

S-17 Diséñense los miembros de la cuerda inferior para satisfacer la tensión en la armadura del cobertizo lateral del ejemplo 2-5, usando una sección WT (te estructural), tornillos de 7/8 pulg de diámetro, acero A-36, y las especificaciones del AISC. Supóngase que hay dos pernos en la sección crítica del alma de la te. La te es continua en la junta crítica.

Respuesta: WT9 x 27.5.

S-18 Diséñese el miembro 5 de la figura E5-7, usando una sección W12, si la salida de la computadora (incluyendo el impacto) es:

Carga muerta = 160.51 kips
 Carga viva = 77.17 kips (maxima)
 Carga viva = - 5.81 kips (minima)

Usense las especificaciones de la AASHTO y acero A-36.

Respuesta: W12 x 53.

S-19 Diséñese el viento para el nivel de 200 m de la antena de TV del ejemplo 5-8.

S-20 Diséñense los tensores de los largueros de la figura P5-20. El claro de los largueros es de 28 pies y están espaciados 8 pies c.a.c. El tensor está a la mitad del claro del larguero. La pendiente del techo es como se muestra en la figura.

Carga muerta = 25 lb/pie² de superficie de techo
 Carga viva = 45 lb/pie² (proyección horizontal)

Usese acero A-36 y las especificaciones del AISC.

Respuesta: Diámetro = 1 1/8 pulg.

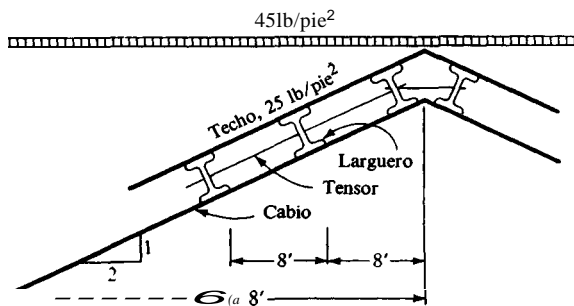


Figura P5-20

5-21 ¿Cuál será la carga máxima permisible a tensión para una CI2 x 25 conectada a una placa de conexión de 112 pulg, como se muestra en la figura P5-21. Usese acero A-36 y las especificaciones del AISC. Hállese también el ancho mínimo de la placa de conexión en la última hilera de tornillos en la canal.

Respuesta: 154 kips.

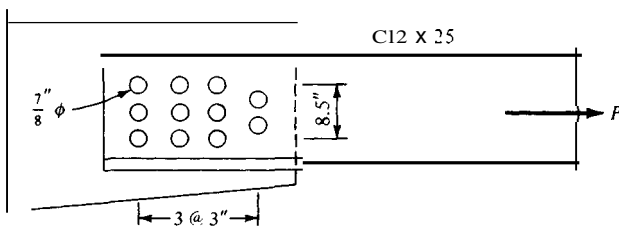


Figura P5-21

5-22 Cuál será la carga máxima permisible a tensión para una W310 x 52.1, conectada a un par de placas de conexión de 12 mm, como se muestra en la figura P5-22, con cuatro agujeros en cada sección crítica. Use $F_y = 250$ MPa y las especificaciones del AISC.

Respuesta: 978.5 kN.

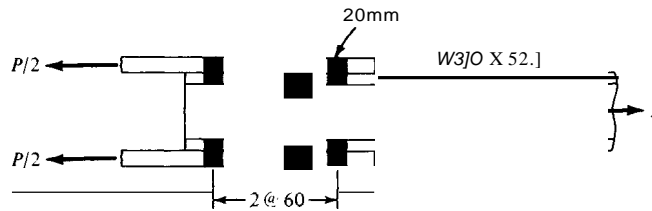


Figura P5-22

5-23 Resuélvase el problema 5-21 usando las especificaciones de la AASHTO. No se considere la fatiga.

5-24 Resuélvase el problema 5-22 usando las especificaciones del AREA. No se considere la fatiga.

Respuesta: 747.4 kN.

5-25 Repítase el ejemplo 5-10 usando un solo angular.

Respuesta: L3 112 x 3 x 7/16.

5-26 Repítase el ejemplo 5-10 si la longitud del miembro de la armadura es de 14.5 pies en lugar de 11.5 pies.

5-27 Dada la cuerda inferior de una armadura que usa un par de C200 x 17.11 colocados espalda con espalda, con una placa de conexión de 15 mm entre las mismas y usando dos tornillos A-325 de 25 mm de diámetro en la sección crítica y para una fuerza por carga muerta en la barra de 120 kN, ¿cuál será la máxima fuerza por carga viva en la barra que se permitirá si se usa $F_L = 1.67$? Use $F_y = 250$ MPa y una longitud de panel de 5.1 m. Supóngase cuando menos tres conectores en la línea de esfuerzo y las especificaciones del AISC, cuando sean aplicables.

Respuesta: LL = 365 kN.

5-28 Diseñese el miembro de la cuerda inferior (No. 12) de la armadura del puente de carretera del ejemplo 5-7 (refiérase a la figura E5-7) usando una sección armada. Usense los ejemplos 6-7 y 8-3 como guía para seleccionar las secciones laminadas que se usarán para formar la sección. Cargas: muerta = 336.9 kips (tensión); máxima viva = 123.8 kips (tensión); viva mínima = 0.0 kíp. Usense las especificaciones de la AASHTO, tornillos de alta resistencia de 7/8 pulg de diámetro, y acero A-36. Longitud del panel = 25 pies, como se muestra en la figura E5-7.



Figura VI-1 Miembro a compresión, poste termmal de un puente. El poste termmal es armado y la construcción es toda soldada. Las juntas se fabrican en el campo, utilizando tornillos de alta resistencia.

COLUMNAS Y PUNTALES AXIALMENTE CARGADOS

6-1 INTRODUCCION

Comúnmente a los miembros verticales a compresión en una estructura se identifican como columnas (en textos extranjeros) a veces se les llama *montantes*. En ocasiones a los miembros verticales a compresión se les llama *postes*. Los miembros diagonales a compresión que forman parte de la cuerda superior de los accesos del puente son los *postes terminales*. Las diagonales de una armadura o los miembros usados en el contraventeo se pueden llamar *puntales*. Los miembros cortos a compresión en la unión de las columnas y las armaduras de techo se pueden llamar *puntales de rodilla*. Sin embargo, en todos los casos, el miembro considerado soporta una carga a compresión.

Un miembro estructural que soporte una carga a compresión se llama *columna*, si la longitud es suficientemente grande. Para longitudes menores el miembro puede llamarse *bloque de compresión*. La longitud que divide estas clasificaciones es tal que afecta el esfuerzo máximo de compresión que se puede desarrollar debido a la carga. Al describir el comportamiento de una columna, raras veces se usa solamente la longitud. Se usa más bien, como una consecuencia de la fórmula de Euler para las columnas, que se deduce en la sección siguiente, la relación entre el largo de la columna y el radio de giro, L/r .

Las pruebas indican cuando la relación L/r es igual o mayor que los valores límites dados, el miembro muestra comportamiento de columna; por debajo de

Material	L/r límite (aproximadamente)
Acero	60
Alumnio	30
Madera	10

este valor de L/r , el miembro es un bloque de compresión. Un miembro, con una relación L/r de 60, tiene una longitud sustancial, de manera que el término "bloque de compresión" es un nombre mal aplicado.

El diseño de columnas es considerablemente menos exacto que el diseño de una viga, por diversas razones, que incluyen las siguientes:

1. La dificultad de determinar el punto exacto de demarcación entre los bloques de compresión y las columnas.
2. Las columnas, aunque parezcan rectas y homogéneas, pueden tener pequeñas imperfecciones y siempre tienen esfuerzos residuales de las operaciones de fabricación, tales como el laminado, el enfriamiento, etc. Cualesquiera pequeñas imperfecciones darán por resultado una excentricidad neta con respecto a un (o los dos) eje y producirá deflexiones laterales (pandeo) debido al momento flector que se produce, como el producto de carga \times la excentricidad.
3. A menudo es difícil aplicar una carga por el centro del área (es decir, aplicar una carga verdaderamente axial).
4. El carácter de las restricciones en los extremos afectan de manera pronunciada el comportamiento de la columna. Por ejemplo, las cuerdas superiores de las armaduras son generalmente miembros a compresión. Las armaduras se analizan generalmente como si tuvieran juntas de pasador. El lector estará lejos de pensar de que exista realmente una junta de pasador en una estructura. Indudablemente que existen muchas juntas que consisten de un gran número de pernos o remaches, que pasan por placas de conexión para constituir una junta en el miembro. Además, se debe pensar cuál será el efecto producido sobre el miembro a compresión si todos los vectores fuerza en una junta no coinciden en la intersección proyectada.

Es evidente, de estas consideraciones, que si se produce una columna ideal, isotrópica y axialmente cargada, será por accidente. Sin embargo, es conveniente analizar una amplia clase de miembros estructurales como columnas "axialmente cargadas", puntales, postes, o cualquiera que sea la terminología local usada para identificar el miembro a compresión.

6-2 LA FORMULA DE EULER PARA COLUMNAS

Una de las fórmulas más populares de columnas que jamás se haya propuesto (y existe un número muy grande) fue la deducida aproximadamente en 1759 por el

matemático suizo Leonhard Euler. La fórmula se puede deducir con facilidad de la siguiente manera (refiérase a la figura 6-1). Al escribir la ecuación fundamental de flexión para el momento,

$$EI \frac{d^2x}{dy^2} = -M$$

se tiene, para el caso de Euler, que el momento es Px , de modo que

$$EI \frac{d^2x}{dy^2} = -Px \quad (o)$$

donde el signo negativo de M , es el resultado de pasar de $+dy/dx$ en el origen a $<dy/dx$ para $y > L$, de manera que el cambio de pendiente ha de tener un valor negativo. La solución clásica general para la ecuación diferencial de la forma de la ecuación (a) es

$$x = A \operatorname{sen} ky + B \cos ky \quad (b)$$

donde

$$k = \left(\frac{P}{EI} \right)^{1/2} \quad (e)$$

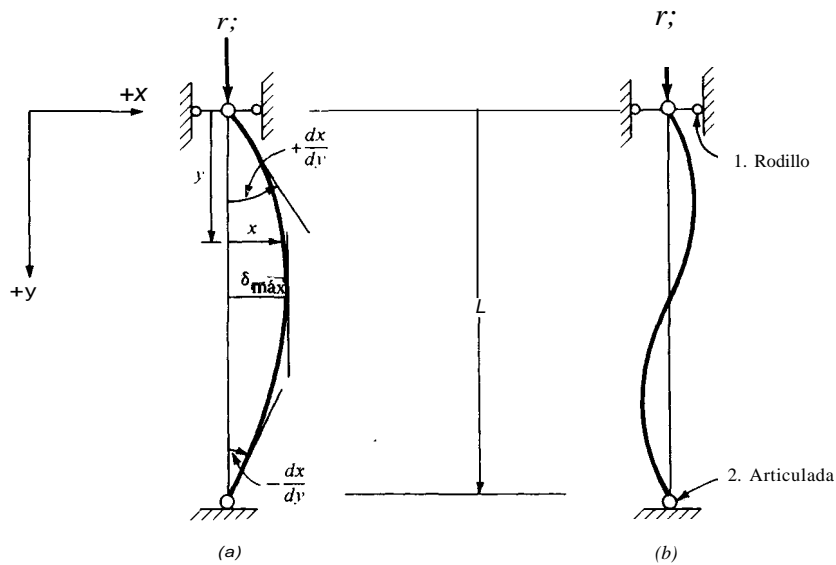


Figura 6-1 Columna ideal bajo las condiciones de pandeo de la columna de Euler, (o) Caso general con $n = 1$. (b) Segundo modo de pandeo ($n=2$).

Con condiciones límite de $x = 0$ para $y = 0$, se obtiene $B = 0$ y la ecuación (b) se convierte en

$$x = A \sin ky \quad (6-1)$$

Como $x = 0$ para $y = L$, o bien $A = 0$, o $\sin ky = 0$. Si $A = 0$, no hay deflexión del perfil, de modo que la solución debe obtenerse usando $\sin ky = 0$. Esto será solamente posible para valores de kL , como sigue:

$$kL = \pi, 2\pi, 3\pi, \dots, n\pi \quad (d)$$

y en general

$$k = \frac{n\pi}{L} \quad (e)$$

Usando las ecuaciones (e) y (c) para obtener P , se tiene que

$$P = \frac{n^2 \pi^2 EI}{L} \quad (6-2)$$

Esta ecuación para la carga crítica de pandeo, P , se conoce generalmente como la *ecuación de Euler* (y la carga es la carga de Euler; el esfuerzo, el esfuerzo de Euler).

Dividiendo ambos lados de la ecuación (6-2) por el área de la columna, A , se obtiene, teniendo en cuenta que el radio de giro de la sección $r = \sqrt{I/A}$, $F_{cr} = P_{cr}/A$, y que $n = 1$ da el valor mínimo de P_{cr} (o F_{cr}):

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} \quad (6-3)$$

Es evidente que si $n = 2$, se obtiene de la ecuación (6-2)

$$F_{cr} = \frac{4\pi^2 E}{(L/r)^2}$$

que es equivalente a la columna que contiene dos sinusoides en la longitud L . A esto se le llama el segundo modo de pandeo, $n = 1$ es el primer modo de pandeo (una sola sinusoide), y resulta evidente, de la ecuación (6-2), que la carga mínima crítica de pandeo (o esfuerzo) se obtiene con el primer modo de pandeo.

La inspección de la ecuación (6-3) indica que se pueden obtener valores muy grandes de F_{cr} haciendo $L/r \rightarrow 0$. Al escribir la ecuación diferencial de flexión [Ecuación (a)], sin embargo, está implícito que el esfuerzo es proporcional a la deformación. Resulta por tanto que el límite superior de validez es el límite proporcional, que se toma a menudo como $F_{cr} - F_y$.

6-3 COLUMNAS CON CONDICIONES DE EXTREMO

La rotación de los extremos de las columnas en los edificios está restringida por las vigas que se conectan con ellas. Los extremos de los miembros de las armaduras están similarmente restringidos. En ambos casos, *se puede* realizar el diseño sobre la base de extremos con pasadores. Nótese que la deducción de la ecuación de Euler se hizo para una columna perfectamente recta y con pasadores en los extremos. La deducción de la carga crítica de pandeo en columnas con diversas restricciones terminales se puede efectuar de una manera similar a la del caso de Euler. Esto se demostrará para la columna con extremos fijos que se muestra en la figura 6-20. La ecuación diferencial de flexión se convierte entonces en

$$EI \frac{d^2x}{dy^2} = -Px + M_0 \quad (J)$$

Usando como antes el método normal de solución y teniendo en cuenta que se ha añadido sencillamente una constante, se obtiene

$$x = A \operatorname{sen} ky + B \cos ky - \frac{M_0}{P} \quad (g)$$

donde $k = (P/EI)^{1/2}$, como antes. Para condiciones límites de $x=0$ para $y=0$ y L , se obtienen las constantes A y B :

$$x = \frac{M_0}{P} \left(1 - \frac{\cos kL}{\operatorname{sen} kL} \operatorname{sen} ky + \cos ky - 1 \right) \quad (h)$$

Tomando la derivada dx/dy para la pendiente, se obtiene

$$\frac{dx}{dy} = \frac{kM_0}{P} \left(1 - \frac{\cos kL}{\operatorname{sen} kL} \cos ky - k \operatorname{sen} ky \right) \quad (i)$$

Como $dx/dy=0$, para $y=0$, se tiene

$$\frac{kM_0}{P} \left(1 - \frac{\cos kL}{\operatorname{sen} kL} \right) = 0$$

La menor de las raíces de esta ecuación da $kL = 2\pi$, y con $k = (P/EI)^{1/2}$, se tiene

$$P = \frac{4\pi^2 EI}{L^2} = \frac{\pi^2 EI}{(0.5L)^2} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$$

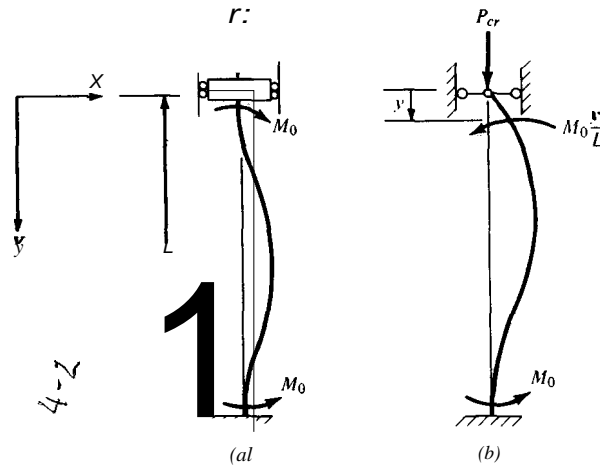


Figura 6-2 Columna con momentos en los extremos; (a) en ambos extremos; (b) articulada en un extremo y fija en el extremo de la base.

o sea, la longitud efectiva de la columna KL es $L/2 = 0.5L$ $YK = 0.5$. Con esto se introduce uno de los primeros intentos de ajustar la longitud de la columna a las condiciones terminales. La longitud efectiva KL , o algún otro concepto equivalente, se usa en casi todas las fórmulas de diseño de las especificaciones de construcción.

Cuando el tope de la columna está fijo contra traslación y la base está fija contra tanto la traslación como la rotación, como se ve en la figura 6-2b, se puede reescribir la ecuación (6-3) como

$$EI \frac{d^2x}{dy^2} = -Px + M_0 \frac{y}{L}$$

Y obtener de una manera similar

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(0.7L)^2}$$

o sea, $K = 0.7$. En la figura 6-3 se muestran algunos de los casos más corrientes de fijación de los extremos de las columnas.

Estrictamente hablando, y de acuerdo con la derivación de estas ecuaciones para la carga crítica de pandeo, el módulo tangente de elasticidad; E_t , debe sustituir al módulo elástico en la ecuación (6-3) cuando el esfuerzo en la columna sea mayor que el límite proporcional. El concepto de módulo tangente se trató en la sección 3-7.

6-4 ESFUERZOS PERMISIBLES EN LAS COLUMNAS DE ACERO

El esfuerzo en la columna, obtenido con la ecuación de Euler

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





	(a)	(h)	(e)	(d)	(e)	(n)
K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
K de diseño que se recomienda	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
Condiciones en los extremos		Rotación fija			Traslación fija	
		Rotación libre			Traslación fija	
		Rotación fija			Traslación libre	
		Rotación libre			Traslación libre	

Figura 6-3 Valores de K , teóricos y de diseño, para columnas con diversas condiciones en los extremos.

está representado por la ecuación de una parábola, y parecería apropiado usar una ecuación de forma parabólica para desarrollar el esfuerzo permisible de la columna. Similarmente, parecería apropiado que KL/r fuera uno de los parámetros significativos. Además, como el esfuerzo de Euler es un esfuerzo de pandeo, será necesario aplicar un factor de seguridad que tenga en cuenta este nivel de esfuerzos y tenga en cuenta, además, la excentricidad, esfuerzos residuales, y los otros varios factores que complican la teoría. Sería también apropiado usar un factor variable de seguridad que tuviera en cuenta el efecto reductor de algunas de estas variables según disminuye la longitud (o la KL/r). Por ejemplo, una pequeña excentricidad no es tan crítica para una columna corta como para una larga y esbelta, etc. Hechas estas consideraciones se pasará a investigar la ecuación para columnas axialmente cargadas del AISC.

6-4.1 Esfuerzos de diseño para columnas axialmente cargadas, según el AISC

Se desarrollan los esfuerzos de diseño del AISC, tomando la ecuación de Euler para el esfuerzo crítico, para tener, con $n=1$

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

y obtener por diferenciación

$$\frac{d(F_{cr})}{d(KL/r)} = \frac{-2\pi^2 E}{(KL/r)^3} \quad (o)$$

Como el valor máximo del esfuerzo de Euler, o cualquier otro esfuerzo crítico de pandeo, está limitado a F_y , se pasará a definir el esfuerzo crítico en cualquier región donde no sea válido el esfuerzo de Euler (como para pequeños valores de KL/r):

$$F_{cr} = F_y - r \left(\frac{KL}{r} \right)^p \quad (b)$$

Se puede diferenciar esta ecuación para obtener

$$\frac{d(F_{cr})}{d(KL/r)} = - \frac{(KL)^{p-1}}{mp \cdot r} \quad (e)$$

Se tomará la pendiente $d(F_{cr})/d(KL/r) = 0$ en $KL/r = 0$. Además, en algún lugar en donde se definirá arbitrariamente un parámetro.

$$\frac{KL}{r} = C_c$$

las pendientes de las ecuaciones (o) y (e) serán iguales (es decir, las dos curvas definidas por estas dos ecuaciones separadas tendrán una tangente común). Además, los datos experimentales de pruebas en columnas indican que es adecuado tomar $p = 2$. Ahora bien, igualando las pendientes para $KL/r = C_c$ y $p = 2$, se obtiene

$$-2m(C_c)^2 = \frac{-2\pi^2 E}{(C_c)^3}$$

de donde se obtiene m como

$$m = \frac{\pi^2 E}{C_c^4} \quad (d)$$

Al reordenar la ecuación (b), insertando $KL/r = C_c$ y $p = 2$, Yutilizando el valor de Euler para F_{cr} , se obtiene

$$F_y = \frac{\pi^2 E}{C_c^2} + \frac{\pi^2 E C_c^2}{C_c^4} \quad (e)$$

y resolviendo para C_e se obtiene,

$$C_e = \left(\frac{2\pi^2 E}{F_y} \right)^{1/2} \quad (6-4)$$

Si se insertan en la ecuación (b) los valores de m , p , y C , se obtendrá

$$F_{cr} = F_y - \frac{\pi^2 E C^2}{C_e^2} = F_y - 0.5 F_y = 0.5 F_y$$

Por tanto, el esfuerzo crítico de pandeo se convierte en $0.5 F_y$ para $KL/r = C_e$, siguiendo las suposiciones hechas. En general, se tiene el esfuerzo de pandeo, de la ecuación (b), como:

$$F_{cr} = F_y \left[1 - \frac{0.5 (KL/r)^2}{C_e^2} \right] \quad (j)$$

y se obtiene el esfuerzo permisible para $KL/r \leq C_e$, a partir de la ecuación (f).

$$F_a = \frac{F_{cr}}{FS} = \frac{F_y}{FS} \left[1 - \frac{0.5 (KL/r)^2}{C_e^2} \right] \quad \left(\frac{KL}{r} \leq C_e \right) \quad (6-5)$$

El AISC ha utilizado desde 1963, el siguiente factor variable de seguridad:

$$FS = \frac{5}{3} + \frac{3}{8} \frac{KL/r}{C_e} - \frac{1}{8} \frac{(KL/r)^3}{C_e^3} \quad (6-6)$$

para todos los valores $KL/r \geq C_e$. Para $KL/r > C_e$ se usa un valor constante del factor de seguridad basado en el uso de $KL/r = C_e$ en la ecuación anterior para obtener

$$FS = \frac{23}{12} = 1.92$$

Cuando $KL/r > C_e$, se usa la ecuación de Euler, con $FS=23/12$, para obtener el esfuerzo permisible en la columna como

$$F_a = \frac{\pi^2 E}{FS (KL/r)^2} \quad \left(\frac{KL}{r} > C_e \right) \quad (6-7)$$

Con valores normales de $\pi^2 E$, se obtiene:

$$F_a = \frac{149\,000}{(KL/r)^2} \quad \text{kip/pulg}^2$$

$$\text{SI: } F_a = \frac{1.03 \times 10^6}{(KL/r)^2} \text{ MPa}$$

Se usan las ecuaciones (6-5) y (6-7) para miembros principales a compresión. Se pueden diseñar los miembros secundarios a compresión para un esfuerzo permisible basado en el siguiente factor de amplificación que utiliza L/r ($K = 1$) cuando L/r excede 120:

$$\Psi = \frac{1}{1.6 - L/(200r)} \quad (6-8)$$

Se obtiene el esfuerzo permisible de diseño usando ya sea la ecuación (6-5) o la ecuación (6-7):

$$F'_a = F_a \times \Psi$$

Las ecuaciones (6-5) a (6-7) son algo complicadas para los cálculos de rutina (aun con los calculadores programables de escritorio), y es conveniente escribir un programa de computadora para producir una tabla de F_a vs KL/r para valores varios de F_y , que aparecen en las tablas 11-5, 11-6, Y VI-5, VI-6. El manual del AISC tiene tablas más completas que utilizan los varios grados de F_y ; de uso común, incluyendo el factor de amplificación de las ecuaciones (6-5) Y(6-7) para los miembros secundarios cuando $L/r > 120$.

6-4.2 Esfuerzos de diseño para columnas axialmente cargadas, según la AASHTO

Las fórmulas de la AASHTO para columnas cargadas axialmente se derivan similarmente a los valores del AISC, pero el FS tiende a ser más conservador, ya que los miembros de la estructura del puente están, en general, en un ambiente más hostil que los miembros de los edificios. Las fórmulas de la AASHTÜ son las siguientes:

Para $KL/r \leq C_e$:

$$F_a = \frac{F_y}{FS} \left[1 - 0.5 \frac{(KL/r)^2}{C_e^2} \right] \quad (6-9)$$

Para $KL/r \geq C_e$:

$$F_a = \frac{\pi^2 E}{FS (KL/r)^2} \quad (6-10)$$

El FS=2.12 para las especificaciones de la AASHTÜ y los valores del factor de longitud K y C_e se calculan igual que para las especificaciones del AISC. En la

tabla 6-1, se dan los valores de C_e para los diversos valores de F_y usados comúnmente en las fórmulas de columnas.

Tabla 6-1 Valores de C_e de acuerdo con las especificaciones del AISC y la AASHTO, para valores varios de F_y ; $C_e = (2\pi^2 E / F_y)^{1/2}$

F_y		C_e
pie-lb-seg, kíp/pulg ²	SI, MPa	
36	250	126.1
42	290	116.7
46	315	111.6
50	345	107.0
60	415	97.7
65	450	93.8

6-4.3 Esfuerzos de diseño para columnas axialmente cargadas, según el AREA

Las fórmulas del AREA para los esfuerzos permisibles de diseño de las columnas son algo parecidas a las fórmulas de la AASHTO y el AISC, y son las siguientes:

Limitación	Esfuerzo permisible	
$\frac{kL}{r} \leq \frac{107}{\sqrt{F_y}}$	$F_a = 0.55F_y$	(6-11)
$\frac{107}{\sqrt{F_y}} < \frac{kL}{r} \leq \frac{857}{\sqrt{F_y}}$	$F_a = 0.6F_y - \left(\frac{F_y}{166.2} \right) L \cdot \frac{kL}{r}$	(6-12)
$\frac{kL}{r} > \frac{857}{\sqrt{F_y}}$	$F_a = \frac{147000}{(kL/r)^2}$	(6-13)

En las especificaciones del AREA,

F_y : kíp/pulg²

k = 0.75 para las conexiones remachadas, atornilladas o soldados de los extremos de los miembros a compresión
0.875 para los miembros con extremos articulados

6-4.4 Área de la sección transversal de las columnas, neta versus bruta

El área neta (=área bruta - la pérdida por los agujeros) se usa en el diseño de miembros a tensión. En el diseño de cualquier conexión que use conectores mecá-

nicos (remaches o tornillos), se supone que el conector llena completamente el agujero. Esta suposición casi se cumple en las operaciones de remachado, donde la fabricación de la cabeza ensancha el vástago del remache, y ocurre en su casi totalidad en las operaciones de atornillado, puesto que el agujero tiene un tamaño que es sólo mayor en aproximadamente 1.5 mm que el diámetro nominal del tornillo. Bajo compresión axial, aunque existen concentraciones de esfuerzos en el agujero, se puede suponer con seguridad que no ocurre pérdida alguna de área neta cuando el conector mecánico llena completamente el agujero. Cuando hay un agujero intermedio abierto en un miembro a compresión (para servicios, montaje, etc.), el diseñador debe aplicar su criterio para decidir si se usa el área neta o el área bruta. Las especificaciones del AISC dan el esfuerzo permisible "sobre la sección bruta de los miembros a compresión axialmente cargados..." Habrá siempre, indudablemente, un adecuado efecto de arqueamiento para transmitir la carga alrededor del agujero si se pierde solamente una pequeña cantidad del área en cualquier sección, a causa de los agujeros. El procedimiento más conservativo sería usar la sección bruta cuando el agujero tiene un conector mecánico que lo llena o casi lo llena, y la sección neta en todos los demás casos.

6-4.5 Diseño de las columnas

Es necesario utilizar un proceso iterativo en el diseño de los miembros a compresión usando cualesquiera de las ecuaciones para el esfuerzo permisible, ya sea del AISC, AASHTO, o AREA. El problema usual de diseño abarca los pasos siguientes.

1. Determinéanse las cargas de la columna (a menos que el problema envuelva solamente comprobar lo adecuado de una sección).
2. Determinése la longitud efectiva de la columna, KL (o k para el AREA).
3. Hágase una selección tentativa de la sección (a veces se puede hacer uso de tablas tales como la tabla 11-4 o la tabla VI-4 del SSDD).
4. Calcular KL/r para la sección seleccionada (ahora que se conoce r) y Úsese la ecuación apropiada para calcular F_a (o úsense tablas como la 11-5 del SSDD, que da F_a para varias relaciones de KL/r).
5. Calcular la carga permisible sobre la columna, $P_c = A \times F_a \geq P_{\text{diseño}}$
6. Revisar la sección hasta que P_c esté razonablemente cerca (y sea ligeramente mayor) de la P de diseño. Se obtiene la sección más ligera (aunque no necesariamente la más económica) cuando $P_c = P_{\text{diseño}}$.

Se deben considerar dos factores adicionales:

1. Generalmente, sólo se usan como columnas las secciones W8, W10, W12, y W14, y las secciones de tubo rectangulares y redondas, ya que el radio crítico de giro es con respecto al eje Y . Estas secciones tienen los mejores valores de r_y (y las correspondientes relaciones r_x/r_y). En el diseño de edificios, es necesario

a menudo, por consideraciones prácticas, usar un tamaño nominal dado para las columnas en todo el edificio. Es común en la construcción de edificios extender una columna cuando menos por dos; y frecuentemente tres o más pisos, para evitar empalmes de columnas en el campo. El ahorro en mano de obra más que compensa el aumento en el peso del acero.

2. Cuando $KL/r > C_c'$ las especificaciones del AISC requieren el uso de la ecuación (6-7) y las especificaciones de la AASHTO requiere la ecuación (6-10), y el AREA tiene un requerimiento algo similar para la ecuación (6-13). En todas estas ecuaciones, F_a es independiente de F ; Por tanto, en el diseño de columnas, se debe usar acero A-36 para todos los casos en que KL/r exceda a C_c' , o a las limitaciones del AREA, y aún si se usa $F_y > 36$ kip/pulg², para algunos de los otros miembros. Por ejemplo, si se usa $F_y = 60$ kip/pulg², y se encuentra una sección donde $KL/r > 97.7$ (refiérase a la tabla 6-1), se debe tratar de especificar acero A-36 en lugar del acero más costoso de 60 kip/pulg². El factor de seguridad ligeramente más alto de la ecuación (6-7) permite hacer la transición entre $KL/r \leq C_c'$ (para el acero A-36) y los valores más bajos de C_c' para los aceros de más alta resistencia.

Debe aprovecharse cualquier tipo de que se disponga de ayuda para hacer la selección preliminar de la columna. Se pueden usar a menudo tablas tales como la tabla 11-4 o VI-4 del SSDD, para hacer el diseño final. Las tablas 11-5 y 11-6, y las correspondientes tablas SI (tablas VI-5 y VI-6) se pueden usar provechosamente para cualesquiera otros perfiles (que incluyen las secciones W), para rápidamente obtener F_a cuando se calcula KL/r particularmente cuando $KL/r < C_c'$ puesto que tanto el esfuerzo como el factor de seguridad dependen ahora de KL/r .

6-4.6 Ejemplos de diseño

El diseño de columnas y puntales simples y axialmente cargados, se ilustrará en los ejemplos siguientes.

Ejemplo 6-1 Diseñese una columna que se usaría en un edificio comercial. Las columnas tienen sus centros espaciados 20 pies en cada dirección. La carga del techo se toma como 30 lb/pie² para la carga muerta y 60 lb/pie² para la carga de nieve. Esto da una carga sobre la columna de $20(20)(0.090) = 36$ kips. Se usará acero A-36 ($C_c = 126.1$).

SOLUCION De la inspección de la figura E6-1, se toma $K = 1$. Usando la tabla 11-4 como guía, la sección W más ligera (W8 x 18), para $KL = 14$ pies, puede soportar 4 kips. Esto podría ser una solución pero no sería muy económica. Se comprobará primero esta sección W8 y luego se comparará con una columna de tubo.

Se comprueba primero la sección W8 x 18:

$$r_y = 1.23 \quad A = 5.26 \text{ pulg}^2$$

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{14(12)}{1.23} = 136.6 > C_e \quad [\text{se usa ecuación 6-7}]$$

$$F_a = \frac{149\,000}{(136.6)^2} = 7.99 \text{ kip/pulg}^2$$

$$P_a = 5.26(7.99) = 42.0 > 36 \text{ kips} \quad \text{Correcta}$$

Se usará una sección W8 x 18 (tentativamente); el valor de 41 kips de la tabla 11-4 se debe al redondeo de la computadora.

Se investigará también una sección de tubo (ver tabla 1-14). Ahora que se tiene alguna "experiencia" pues se acaba de analizar un perfil W, se investigará un tubo de 4 pulg de diámetro:

$$r_x = r_y = 1.51 \text{ pulg} \quad A = 3.17 \text{ pulg}^2 \quad \text{wt} = 10.79 \text{ lb/pie}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{14(12)}{1.51} = 111.25 < C_e$$

De la ecuación (6-5),

$$F_a = \frac{36}{FS} \left[1.0 - 0.5 \left(\frac{111.25}{126.1} \right)^2 \right] = \frac{21.98}{FS}$$

De la ecuación (6-6) se calcula el factor de seguridad como

$$\begin{aligned} FS &= 1.67 + 0.375 \left(\frac{111.25}{126.1} \right) - 0.125 \left(\frac{111.25}{126.1} \right)^3 \\ &= 1.915 \\ F_a &= \frac{21.98}{1.915} = 11.5 \text{ kip/pulg}^2 \quad (\text{vs. } 11.54 \text{ en la tabla 11-5}) \\ P_a &= 11.5(3.17) = 36.45 > 36 \text{ kips} \quad \text{Correcta} \end{aligned}$$

Se usará la tubería de acero de 4 pulg x 10.79 lb/pie.

Nótese que la tubería y cualesquiera otras secciones donde $r_x/r_y = 1$ son generalmente los perfiles más económicos cuando $KL_x = KL_y$. //

Ejemplo 6-2 Diseñese una sección W para las condiciones que se muestran en la figura E6-2. Úsese $F_y = 50 \text{ kip/pulg}^2$ para el acero y las especificaciones del AISC.

SOLUCION

$$KL_x = 16 \text{ pies}$$

$$KL_y = 8 \text{ pies}$$

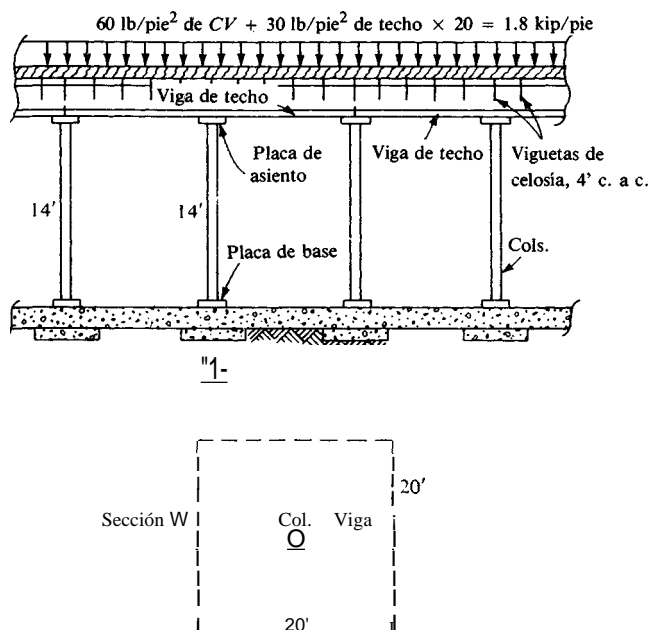


Figura E6-1

Se puede usar la tabla 11-4 para obtener una estimación inicial del tamaño de la columna. Como la tabla 11-4 se basa en $F_c = 36$ kip/pulg., se usará la relación

$$P_{\text{equiv}} = (750) \frac{36}{50} = 540 \text{ kips}$$

Como la tabla se basa en KL/r_y , se nota que $r_x/r_y \approx 1.6$ en los tamaños de columnas que se acercan a $P = 540$ kips; por tanto se busca $L = 1.6 \times 8 = 13$ pies para la longitud de la columna, y 540 kips.

Pruébese W 14x 99:

$$A = 29.10 \text{ pulg}^2 \quad r_y = 3.71 \text{ pulg} \quad \frac{r_x}{r_y} = 1.66$$

Calcúlese

$$r_x = 1.66 r_y = 1.66(3.71) = 6.16 \text{ pulg}$$

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{16(12)}{6.16} = 31.2 \quad \text{controla ya que es el mayor}$$

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{8(12)}{3.71} = 25.9$$

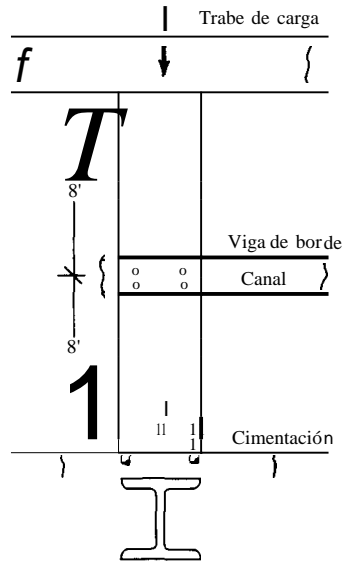


Figura E6-2

$$C_e = 107 \quad (\text{Tabla 6-1})$$

$$F_a = \frac{50}{SF} [1.0 - 0.5 \left(\frac{31.2}{107} \right)^2] = \frac{47.9}{FS}$$

$$FS = 1.67 + 0.375 \left(\frac{31.2}{107} \right) - 0.125 \left(\frac{31.2}{107} \right)^3 = 1.78$$

$$F_a = \frac{47.9}{1.78} = 26.9 \text{ ksi} \quad (\cong 27.0 \text{ en tabla 11-6})$$

$$P_a = 26.9(29.10) = 782.8 > 750 \text{ kips} \quad \text{Correcta}$$

Esta sección laminada parece ser la más ligera para esta situación de carga.

Ejemplo 6-3 Revísese el par de angulares seleccionados en el ejemplo 5-6, para ser usados como miembros verticales en la armadura principal de techo del ejemplo 2-6. Úsele acero A-36 y las especificaciones del AISC.

Miembro	LC-1 (kN)	LC-2(kN)	L_{ro}
39	-63.65	+20.39	6.76
47	+70.18	-37.60	8.2

La sección seleccionada para las consideraciones de tensión era

$$2L127 \times 89 \times 6.3: \quad A = 2.66 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \quad r_{\text{mío}} = 37.5 \text{ mm}$$

SOLUCION Tómesese $K=1$. Para el miembro 39:

$$\frac{KL}{r} = \frac{6.76(1000)}{37.5} = 180 < 200 \quad \text{Correcta}$$

Para el miembro 47:

$$\frac{KL}{r} = \frac{8.2(1000)}{37.5} = 218.7 > 200 \text{ máx (AISC Sección 1-8.4)} \quad \text{N.S.}$$

Se revisa la sección para el r mínimo:

$$r_{\min} = \frac{8.2(1000)}{200} = 41 \text{ mm}$$

Nótese que se usa una placa de conexión de 12 mm entre los angulares en la conexión. Los posibles angulares son:

$$2L152 \times 152 \times 7.9: \quad r_{\min} = 48.0$$

$$A = 4.71 > 0.5504 \quad (\text{requerida por tensión})$$

$$2 L152 \times 102 \times 6.3: \quad r_{\min} = 41.5 \text{ mm}$$

$$A = 3.15 > 0.5504$$

Se comprobará el par de angulares 152x102x6.3, ya que son los más ligeros.

Miembro 47:

$$\frac{KL}{r} = \frac{8.2(1000)}{41.5} = 197.6 \rightarrow F_a = 26.3 \text{ MPa} \quad (\text{Tabla VI-5})$$

Miembro 39:

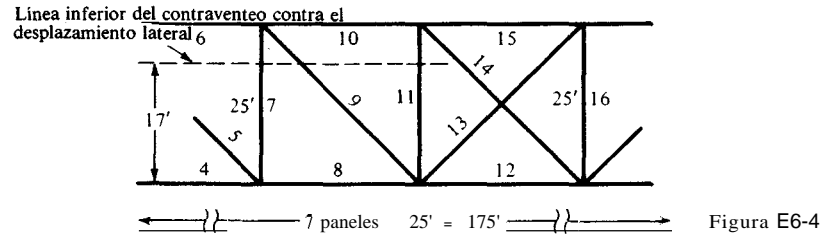
$$\frac{KL}{r} = \frac{6.76(1000)}{41.5} = 162.9 \rightarrow F_a = 38.8 \text{ MPa}$$

$$P_{39} = 38.8(3.15) = 122.2 \text{ kN} > 63.65 \quad \text{Correcta}$$

$$P_{47} = 26.3(3.15) = 82.8 \text{ kN} > 37.6 \quad \text{Correcta}$$

Se usarán dos L152 x 102 x 6.3. Se notará que el L/r controló el diseño, tanto en tensión como en compresión.

Ejemplo 6-4 Diseñese el miembro 7 de la armadura para puente de carretera de la figura E6-4 (la misma armadura que en el ejemplo 5-7).



SOLUCION Resultado de la computadora:

Carga muerta -56.75 kips
 Carga viva -42.56 kips
 Carga-viva +16.11 kips

Nótese que este miembro tiene una longitud efectiva fuera del plano de 17 pies (como en el ejemplo 5-7) debido al ensamblaje del contraventeo horizontal y transversal por sobre el tope de las dos armaduras que forman el puente. El factor de impacto se ha incluido en la carga viva, pero se calcula como sigue:

$$I = \frac{L}{L + 125} = \frac{50}{300} = 0.17$$

Fuerza máxima en la columna = 56.75 + 42.56 = 99.3 kips (compresión)

Fuerza mínima en la columna = 56.75 - 16.11 = 40.6 kips (compresión)

$$P_{sr} = P_{\max} - P_{\min} = 99.3 - (+40.6) = 58.7 \text{ kips (rango de esfuerzos)}$$

Las especificaciones de la AASHTO (Sección 1-7.5) limitan KL/r para los miembros a compresión de $KL/r = 120$ para los miembros principales o miembros que estén sometidos a esfuerzos por carga muerta y carga viva. El r mínimo es

$$r_{\min} = \frac{25(12)}{120} = 2.50 \text{ pulg}$$

Pruébese una sección W12, puesto que se ha usado una W12 x 53 para el miembro 9 en el ejemplo 5-7, que se conecta en la junta en un extremo de este miembro. Una placa de conexión puede cubrir ambos miembros con un mínimo de material de relleno, si todos los miembros del alma tienen el mismo peralte nominal.

Se nota, además, que la ecuación (6-9) siempre determina el esfuerzo en la columna para miembros que usan el acero A-36, ya que $KL/r \leq 120$ y $C_e = 126.1 > 120$.

Por ensayos [y programando la ecuación (6-9) con una calculadora programable de bolsillo]:

Sección	$A_{\text{sum}}, \text{pulg}^2$	r_y, pulg	$F_a, \text{kip/pulg}^2$	$P_{\text{perm}} = AF_a, \text{kips}$
W12x53	15.60	2.48	No. bueno. porque r_y es demasiado pequeño	
W12x58	17.00	2.51	9.35	159.0 > 99.3 Correcta

El valor r_x de la W12 x 58 es $5.28 > 2.5$, de manera que la sección es satisfactoria. Además, esta sección tiene el mismo tamaño que el miembro 9, por lo que será fácil fabricar la junta. Se usará una sección W12 x 58.

Ejemplo 6-5 Diseñense los puntales para el techo soportado por cables del ejemplo 5-9. La carga de los puntales es de 2.2 kips basada en cables a 4 pies e.a.e, y los puntales como se muestran en la figura E6-5. La longitud mayor de los puntales es de $2(23.3) = 46.6$ pies.

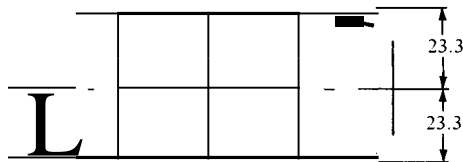


Figura E6-5

SOLUCION La máxima KL/r para miembros a compresión está limitada a 200. Según las especificaciones del AISC, esto requeriría un radio de giro de cuando menos

$$r = \frac{1(46.6)(12)}{200} = 2.80 \text{ pulg}$$

En general, se usan puntales de tubo con un rango de diámetros de 4 a 6 pulg. Se tiene en este caso una longitud no soportada lateralmente bastante grande, por lo que el examen de la tabla 1-14 (SSDD) indica que se puede usar:

Tubo extra resistente: 8 pulg de diámetro: $r = 2.88 > 2.80$ pulg
 $A = 12.8$ pulg²

Para $KL/r = 46.6(12)/2.88 = 194.2$,

$$F_a = 3.95 \text{ kips/pulg}^2 \text{ (tabla 11-5)}$$

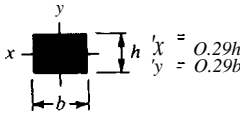
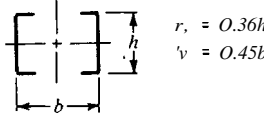
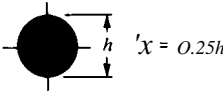
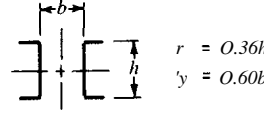
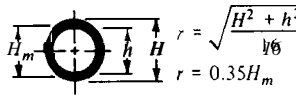
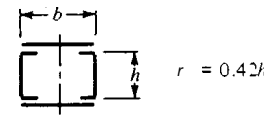
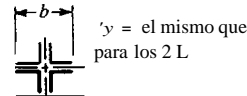
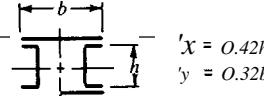
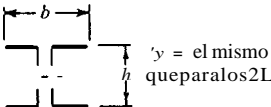
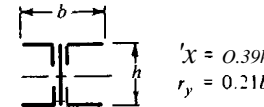
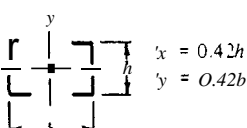
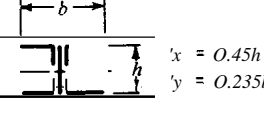
$$P_{\text{peno}} = AF_a = 12.8(3.95) = 50.6 \gg 2.2 \text{ kips}$$

Se usará una tubería extra resistente de 8 pulg de diámetro. Puede ser provechoso usar una sección menor en la cuarta parte exterior del claro, donde el valor de $L = 2h$ es menor de 46.6 pies.

6-5 DISEÑO DE MIEMBROS ARMADOS A COMPRESION

En muchas situaciones, una sección armada resulta un diseño más práctico que el uso de un perfil laminado. Esto es especialmente cierto cuando se trata de una longitud muy grande de columna sin apoyo lateral, lo que necesitaría el uso de uno de los perfiles laminados de mayor peso para poder cumplir los requerimientos de L/r . Otro factor de primaria importancia es que el radio de giro de los miembros armados se puede controlar de manera tal que se haga que el valor de r_x sea lo más parecido posible a r_y , para producir la máxima eficiencia de la sección (véase la tabla 6-2 para una selección de ejemplos). Esta eficiencia no se puede obtener con el uso de los perfiles laminados W normales, donde la relación r_x/r_y es a

Tabla 6-2 Radio de giro aproximado para varios perfiles armados

menudo de 1.5 a 5 o mayor, a menos que no se provea coltraventeo con respecto al eje Y .

Las secciones armadas se usan con mucha frecuencia en armaduras de puentes y en columnas para torres de agua. Las antenas son esencialmente columnas armadas, aunque no se les considere directamente como tales. En cualquier caso, cuando se usen miembros a compresión (y tensión) en claros largos sin apoyo lateral, puede que sea necesario considerar un miembro armado. Se puede usar cualesquiera de las secciones consideradas en el capítulo 5 (refiérase a las figuras 5-4, 5-7, y 5-8) además de cualquiera otra configuración de sección, que puede ser, o hacerse, apropiada al problema de diseño.

Es algo más difícil producir una sección armada óptima o de peso mínimo, puesto que hay que satisfacer diversos parámetros de diseño, entre los que se hallan:

1. Tipos de miembros a usar, que incluyen angulares laminados; canales; perfiles W, S, o M, así como segmentos de placas.
2. Distribución de los miembros básicos, incluyendo algunas limitaciones de tamaño en las dimensiones totales de la sección.
3. Los valores resultantes calculados de I_x' , I_y , r_x y r_y y KL/r_{\max} , que producen el esfuerzo permisible de compresión.
4. La obtención de un área aceptable de sección basada en el esfuerzo permisible del paso 3, el que no se conoce hasta que se haya establecido el área.

Se requieren generalmente una o más repeticiones, para finalmente desarrollar una sección satisfactoria. El número de repeticiones dependerá obviamente de

1. Diseño de ingeniería versus **costo** material.
2. Número de secciones a fabricar; si se han de fabricar 100 secciones, puede ser considerable el ahorro de **material**, mientras que en la fabricación de solamente cuatro o cinco secciones, el costo de producir un diseño refinado puede ser mayor que el ahorro de material.
3. Con fiabilidad de los datos de carga y uso al que se destinan los miembros armados.

En general, será satisfactorio para un miembro armado un "sobre diseño" de un 5 a un 15 por ciento.

Las secciones armadas se pueden construir usando perfiles laminados, como se ve en la figura 6-4, pero se construyen con más frecuencia, usando celosías, cubreplacas perforadas o listones como se muestra en la figura 5-7. Se obtiene un mayor radio de giro y un uso más eficiente del acero, al separar todo lo que sea práctico, las partes que soportan las cargas (y como se hace con los patines de los perfiles W). Cuando se proceda de esta manera, es necesario interconectar las diversas partes para que actúen como una unidad de soporte de carga. En general, se usan diversos métodos para la utilización de celosías, listones sencillos y dobles,

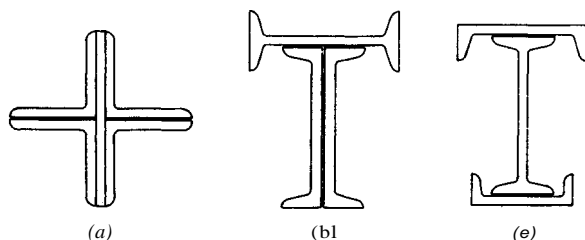


Figura 6-4 Perfiles armados, usando combinaciones de perfiles laminados. La geometría de la sección está limitada solamente por la imaginación, las cargas, y los claros. (a) Cuatro angulares y una placa. (b) Dos canales y un perfil S. (c) Dos canales y un perfil S.

y placas perforadas (las que se conocen colectivamente como cubreplacas). Cuando se coloca el acero dentro de un edificio, las cubreplacas pueden ser sólidas, y su uso reduce los costos de fabricación. En ambientes exteriores, en donde la corrosión es siempre un problema, es necesario tener acceso al interior de la sección para mantenimiento e inspección; de otro modo, el interior tendría que estar totalmente sellado. Las cubreplacas "abiertas" y las celosías permiten el acceso al interior de la sección para limpieza y pintura sin tener que recurrir a la cuidadosa fabricación que se requiere para sellar completamente el interior. En la actualidad, parece ser que la economía de fabricación favorece a las cubreplacas perforadas sobre las celosías, ya que con los métodos de corte automático con gas, permiten el rápido corte de las aberturas de la placa en una longitud de la misma.

El diseño de las celosías y los listones, en particular, requiere prestar atención a diversos detalles. Se cree que la falta de atención apropiada en el diseño de la celosía fue la causa de la falla, en 1907 del primer puente de Quebec, en el Canadá. Es usual asignar una porción de la carga axial como cortante desarrollado en la celosía o los listones cuando el miembro a compresión se "pandea", como se muestra en la figura 6-5.

Si se suponen momentos extremos iguales, como se muestra en la figura 6-5c, y se usa la ecuación diferencial para flexión, como se hizo para deducir la ecuación de columnas de Euler, y tener en cuenta las condiciones de borde, se obtiene

$$X = e \left(\tan \frac{kL}{2} \sin ky + \cos ky - 1 \right)$$

La derivada para $y = 0$ es

$$\frac{dx}{dy} = k e \tan \frac{kL}{2}$$

Refiriéndose a continuación a la figura 6-5b, se obtiene para el cortante en la celosía

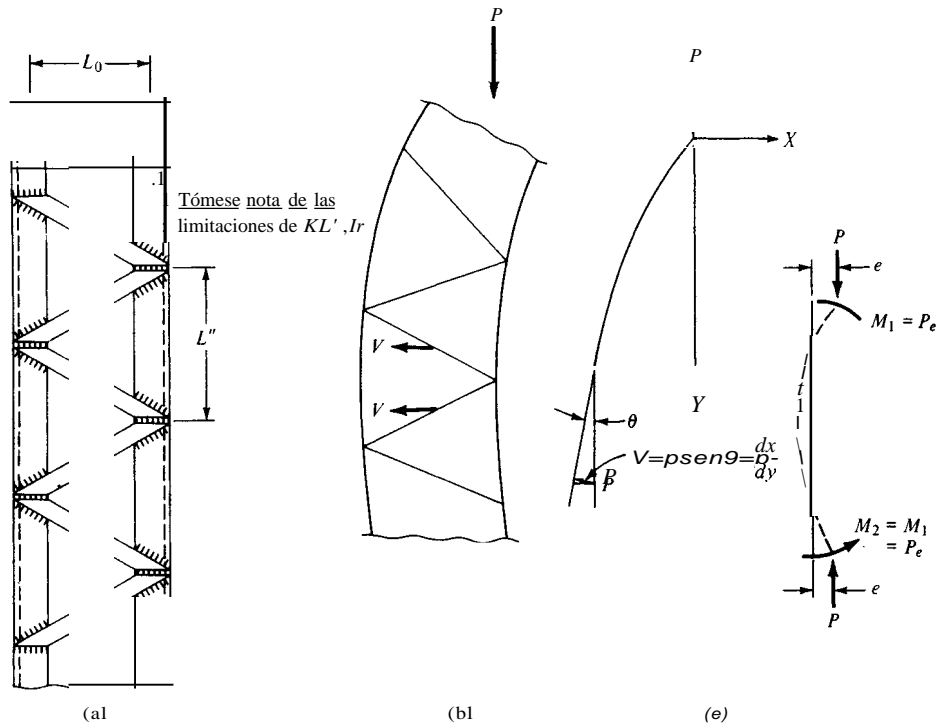


Figura 6-5 Desarrollo del cortante para un miembro a compresión con celosías o listones. (a) Columna con celosías. (b) Identificación del cortante V en la columna con celosías. Para celosías en los dos lados opuestos, divídase V por igual en ambas barras de celosía; para celosías en los cuatro úsese 90 como anteriormente. (c) Concepto básico del cortante en la celosía de la sección armada.

$$V = p \left(ke \tan \frac{kL}{2} \right)$$

donde $k = \frac{P}{EI}$ como en la ecuación de Euler. El AISC toma sencillamente

$$ke \tan \frac{kL}{2} = 0.02$$

Las especificaciones de la AASHTO y del AREA hacen la suposición de que la excentricidad terminal e , que se muestra en la figura 6-5c, es igual y opuesta en los dos extremos de la columna (en la figura 6-5c se muestran iguales y con el mismo signo). Con algunas simplificaciones adicionales en la ecuación precedente para V , se obtiene

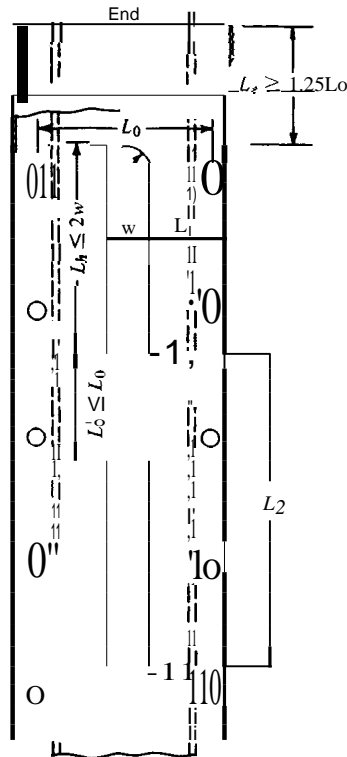
$$V = \frac{p}{100} \left(\frac{100}{Lfr + 10} + \frac{L/r}{C/F_y} \right). \quad (6-14)$$

donde r , esfuerzo de fluencia del acero, kip/pulg² o MPa
 L/r = valor para todo el miembro con respecto a un eje perpendicular al plano de la celosía o la cubreplaca, como sigue:

AASHTO		AREA	
pie lb seg	SI	pie lb seg	SI
3300	22920	3600	25000

Las especificaciones del AASHTO y el AREA requieren también que se aumente V para cualquier cortante adicional sobre el miembro, tal como el peso de la sección o cualquier otra carga transversal. El viento sobre las armaduras de los puentes puede contribuir también a un aumento de V , según esta interpretación. El valor de V obtenido por los cálculos de la AASHTO o del AREA, puede ser a tensión o compresión, y la celosía o los listones se deben diseñar de acuerdo.

! El espaciamiento de la celosía y de los listones debe ser tal que el L/r de los elementos principales entre conectores, no sea mayor que el KL/r del miembro



Las dimensiones que se muestran para la cubreplaca son comunes en las especificaciones AISC, AASHTO y AREA. además:

$$\text{AISC: } L_0/t \leq C_s / \sqrt{F_y} \text{ (pie)}$$

$$C_s = 317 \text{ pie} \quad C_s = 835 \text{ SI}$$

$$\text{AASHTO: } r_{min} = 1.28 \text{ pulg } \text{ ó } 30 \text{ mm}$$

$$L_1/t \leq C \sqrt{F_y} \leq 12 \text{ en miembros principales}$$

$$3 \leq 16 \text{ en miembros secundarios}$$

$$C = 51.4 \text{ pies/s}$$

$$= 135.5 \text{ SI}$$

$$L_0/t \leq C_2 / \sqrt{F_y} \leq 45$$

$$C_2 = 126.5 \text{ pies}$$

$$= 333.4 \text{ SI}$$

$$\text{Usese } f_a \leq 0.44 F_y.$$

AREA:

$$t_p \geq L_0/50 \text{ tensión}$$

$$t_p \geq L_0/50 \text{ compresión}$$

$$\geq L_1/12$$

además

$$t_p \geq \frac{3L_2V}{2(0.35 F_y)(L_0)(L_2)}$$

Figura 6-6 Diseño de las cubreplacas perforadas.

total; de otra manera, se puede originar pandeo local, en particular cuando se usen angulares, y el L/r entre los puntos de sujeción puede ser crítico. Actualmente, las especificaciones del AASHTO y el AREA limitan la distancia entre conectores a

$$\frac{L}{r} \leq \frac{2}{3} \frac{KL}{r} \text{ de todo el miembro}$$

o bien

$$\frac{L}{r} \leq 40$$

el menor de los dos. Puede que sea necesario terminar la celosía en puntos interiores, donde las placas de conexión se usan para unir los miembros transversales. En los extremos se usan generalmente placas de asiento debido a la presencia de las placas de conexión para unir al miembro con el resto de la estructura. En la tabla siguiente se muestran algunos de los requerimientos para la celosía y las placas de asiento según las tres especificaciones:

	AISC	AASHTO	AREA
K pa: celosía sencilla celosía doble	I 0.7	I 0.7	I 0.7
L' , celosía sencilla (Fig. 6-50) L' , celosía doble >	15 pulg o 380 mm 15 pulg o 380 mm		
ángulo α , celosía sencilla ángulo α , celosía doble	$\approx 60^\circ$ $\approx 45^\circ$		
t de la barra celosía	Según se requiera para el L/r	Sencilla $L/40$ Doble $L/60$ Disminúyase un 25 por ciento para los miembros secundarios	
w de la barra de celosía	Según se requiera	3 x diámetro del conector	

Las provisiones generales para el diseño de cubreplacas perforadas según las varias especificaciones de diseño se resumen en la figura 6-6.

El diseño de un miembro armado requiere cuando menos los pasos siguientes:

1. Dimensiones generales externas y la carga por soportar.
2. Se estima tentativamente el área de compresión basada en la suposición de un valor de F_a entre 15 y 20 kip/pulg- o 100 a 140 MPa (basado en $F_y = 36$ kip/pulg-). Esto permite una modesta reducción en el esfuerzo permisible de $0.6 F_y$ debido al KL/r del perfil armado.

- Decídase si se usará celosía, listones o cubreplacas (figura 5-7) o si la sección debe ser algo como la de la figura 6-4.
- Calcúlese el área A_j , I_{xj} , I_{yj} , r_{xj} y r_{yj} . El momento de inercia de la sección armada es

$$I_i = \sum I_{\alpha(j)} + \sum A_j d_{j(i)}^2$$

donde $I_{\alpha(j)}$ = momento de inercia de la parte j con respecto al eje paralelo i y pasando por el centroide de la parte j
 A_j = área de la sección transversal de la parte j
 $d_{j(i)}$ = distancia perpendicular desde el centroide del área j al eje i

- Calcúlese el radio de giro con respecto a ambos ejes.

$$r_i = \sqrt{\frac{I_i}{A}}$$

- Calcúlese Kl/r , y Kli/r ; y obténgase el esfuerzo permisible de compresión, basado en el mayor valor de Kl/r .
- Verifíquese $P_{perm} = A F_a > P_{disello}$, repítase si fuera necesario.
- Diséñese la celosía, las cubreplacas, los listones, y/o las placas atiesadoras (o de asiento)

Este procedimiento se ilustrará por medio de los ejemplos siguientes.

Ejemplo 6-6 Diséñese una sección con celosía para el poste terminal de la armadura del puente de carretera que aparece en el ejemplo 6-4, que tiene siete paneles de 25 pies cada uno (véase figura, E6-6a). La longitud no soportada $L_y = L_x$ es de 24.04 pies. La salida de la computadora (incluido un factor de impacto de 0.17) es la siguiente:

Miembro	LC-II, kN	Medida del diseño, kips
2	-94.13	-240.77

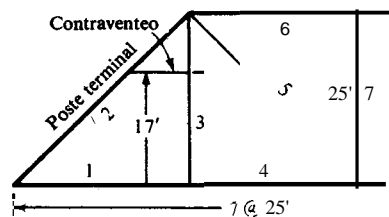


Figura E6-6a

SOLUCION

$$\begin{aligned}\text{Carga total de diseño} &= 240.77 + 94.13 \\ &= 334.9 \text{ kips}\end{aligned}$$

Suponiendo que $F_a \approx 14$ kip/pulg., el área requerida en la sección será aproximadamente

$$A \approx \frac{334.9}{14} = 23.92 \text{ pulg}^2$$

Se probarán dos canales con una sólida cubreplaca y celosía, como se muestra en la figura E6-6b. Esta configuración, con la placa sólida por arriba, proveerá alguna protección al interior de la sección armada, y la celosía permitirá el acceso para pintura y limpieza. El espaciamiento y la configuración serán tales que se pueda hacer una conexión razonablemente fácil de las secciones del alma de la W12, como se muestra, usando un par de placas de conexión. Nótese que se requerirán placas de relleno, puesto que las secciones W12 tienen un peralte mayor de 12 pulg.

Datos del C12 x 30:

$$A = 8.82 \text{ pulg}^2 \quad b_f = 3.17 \text{ pulg}$$

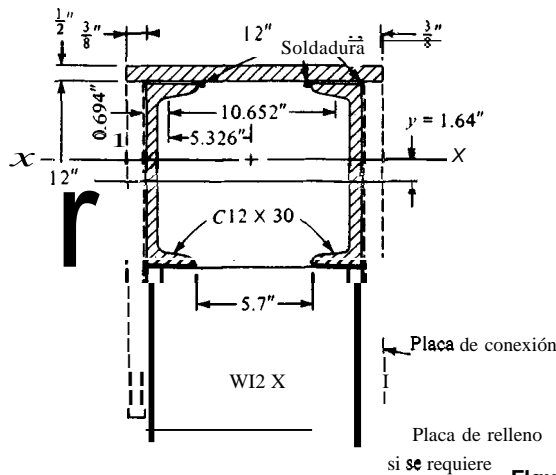
$$t_f = 0.501 \text{ pulg} \quad t_w = 0.51 \text{ pulg}$$

Tanto t_f como $t_w > 0.23$ (Sección 1-7.7)

$$I_x = 162 \text{ pulg}^4 \quad r_x = 4.29 \text{ pulg}$$

$$I_y = 5.14 \text{ pulg}^4 \quad r_y = 0.763 \text{ pulg}$$

$$\bar{x} = 0.674 \text{ pulg}$$



Figun E6-6b

Calcúlese el radio de giro con respecto a los ejes X e Y:

Con respecto al eje X; localícese un nuevo eje X:

$$(2 \times 8.82 + 0.5 \times 12.75)y = 0.5(12.75)\left(\frac{12}{2} + 0.25\right)$$

$$y = \frac{39.84}{24.02} = 1.66 \text{ pulg}$$

$$\begin{aligned} I_{xx} &= 2I_{x0} + 2A_{cd}^2 + A_{pd}^2 \\ &= 2(162) + 2(8.82)(1.66)^2 + 6.375(4.59)^2 \\ &= 324 + 48.6 + 134.4 \\ &= 507.0 \text{ pulg}^4 \end{aligned}$$

$$r_x = \left(\frac{507.0}{24.02}\right)^{1/2} = 4.59 \text{ pulg} \quad \text{rige (después de calcular posteriormente } r_y)$$

Con respecto al eje Y: $I_{yy} = 2I_y + 2A_c d^2 + I_p$

$$\begin{aligned} &= 2(5.14) + 2(8.82)(5.326)^2 + \frac{0.5(12.75)^3}{12} \\ &= 10.3 + 500.4 + 86.4 = 597.1 \text{ pulg}^4 \end{aligned}$$

$$r_y = \left(\frac{597.1}{24.02}\right)^{1/2} = 4.99 \text{ pulg} \quad \frac{KL}{r_x} = \frac{24.04(12)}{4.59} = 62.8$$

$$F_a = \frac{36 \left[1 - 0.5 \left(\frac{62.8}{126.1} \right)^2 \right]}{2.12} = 14.9 \text{ ksi} \quad [\text{usando la ecu (6-9)}]$$

$$A_{\text{reqd}} = \frac{334.9}{14.9} = 22.5 < 24.02 \text{ pulg}^2 \text{ suministradas} \quad \text{Correcta}$$

Es práctica usual usar cubreplacas soldadas a las secciones laminadas más bien que celosía. Se diseñará en este ejemplo una celosía y se usará soldadura para fijarla a las secciones laminadas. Solamente se usarán tornillos en las conexiones de campo de las juntas.

En la figura E6-6c se muestra la distancia entre los agujeros del patín (y la distancia aproximada, centro a centro, de las soldaduras).

$$L' = 12 - 2(1.75) = 8.5 < 15 \text{ pulg} \quad (\text{además AISC})$$

Se usarán barras individuales de celosía con un ángulo de 60° con el eje del miembro, como se muestra en la figura (refiérase también a la figura 6-50):

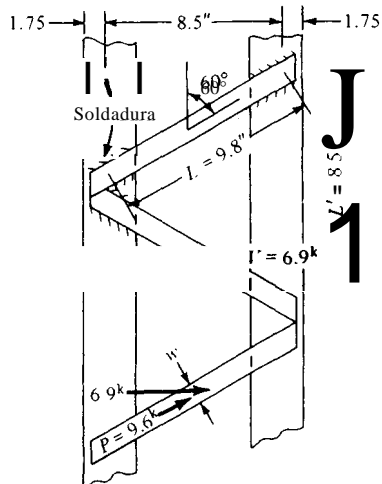


Figura E6-6c

$$L = \frac{8.5}{\cos 30^\circ} = 9.81 \text{ pulg}$$

$$L' = 2(8.5)\sin 30^\circ = 8.5 \text{ pulg}$$

$$\frac{L'}{r_y (\text{del canal})} = \frac{8.5}{0.763} = 11.1 < 40$$

Además, 11.1 es menor que $0.67 \times L/r (=41.9)$. Se limita la L/r de la celosía a 130. El radio de giro de una barra plana es

$$r = \left[\frac{bt^3}{12} \right]^{1/2} = 0.2881$$

$$l = \frac{9.81}{130(0.288)} = 0.262 \text{ pulg}$$

$$t \geq \frac{L}{40} = \frac{9.81}{40} = 0.245 \text{ pulg}$$

Pruébese $t_L = \frac{5}{16}$ pulg (= 0.313 pulg, también un mínimo según la AASHTO):

$$\frac{L}{r} = \frac{9.81}{0.288(0.313)} = 109 < C \text{ correcta}$$

Calcúlese la fuerza en la barra de celosía. La componente de la barra, perpendicular al eje del miembro se calcula usando la ecuación (6-14):

$$V = \frac{P}{100} \left(\frac{100}{L/r} + 10 + \frac{L/r}{3300/F_y} \right)$$

$$= \frac{334.9}{100} \left[\frac{100}{62.8} + 10 + \frac{62.8(36)}{3300} \right] = 3.349(2.06) = 6.9 \text{ kips}$$

Se aumentará este valor en 20 por ciento (es decisión del autor), para tener en cuenta el peso del miembro, el viento, y cualesquiera otros factores; por tanto, $V_{\text{diseño}}$ es

$$V_d = 1.2(6.9) = 8.3 \text{ kips}$$

La fuerza axial es

$$P_d = \frac{8.3}{\cos 300} = 9.6 \text{ kips}$$

$$F_a = \frac{36 \left[1 - 0.5(109/126.1)2 \right]}{2.12} = 10.64 \text{ kip/pulg}$$

$$bF_a = 9.6 \text{ kips}$$

$$b = \frac{9.6}{0.313(10.75)} = 288 \text{ pulg}$$

Se revisará t para 7/16 pulg: $F_a = 13.78 \text{ kip/pulg}$:

$$b = \frac{9.6}{0.44(13.78)} = 158 \text{ pulg} \quad \text{se usará una placa de } 1 \frac{3}{4} \text{ pulg}$$

Las dimensiones finales de la barra de celosía se tomarán como ($L = 9.81 + 1.69 \text{ pulg}$)

$$1 \frac{3}{4} w \times \frac{7}{16} t \times 11.5L$$

Diséñense las placas atiesadoras terminales. Los requerimientos de la AASHTO son:

$$L \geq 1.25L_0 \quad t \geq \frac{L_0}{50}$$

Se usará un mínimo de tres sujetadores (o soldadura equivalente) en cada lado. Llevado al diseño (figura E6-6d):

$$L = 1.25(12) = 15 \text{ pulg}$$

$$t = \frac{12}{50} = 0.24 \quad \text{se usan } 7/16 \text{ pulg para ajustarse a las barras de celosía}$$

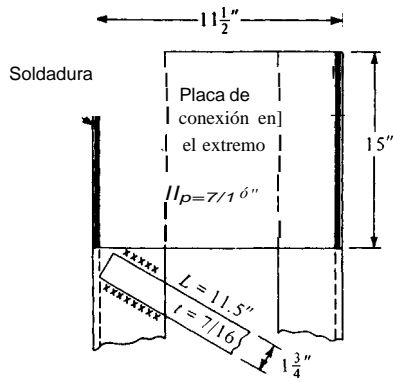


Figura E6-6d

Ejemplo 6-7 Diseñese una sección armada con cubreplacas para usarla como columna en una torre de agua (véase figura E6-7a). La longitud sin apoyo de la columna es de 24.7 m, y la carga axial de diseño es 1350 kN. Se usará $F_y = 250$ MPa y las especificaciones del AISC (considerando que una torre de agua no es un "edificio", y puede situarse en un lugar en el que un colapso resulta más bien una costosa molestia que un peligro para la gente, por lo que puede que no sea necesario usar ninguna especificación), puesto que la adherencia a dichas especificaciones, aunque no sean necesarias asegurarán un diseño seguro. Casi siempre hay algún contraventeo en las torres de agua, pero se supondrá que el contraventeo no es suficiente para desarrollar ninguna restricción contra el pandeo de la columna.

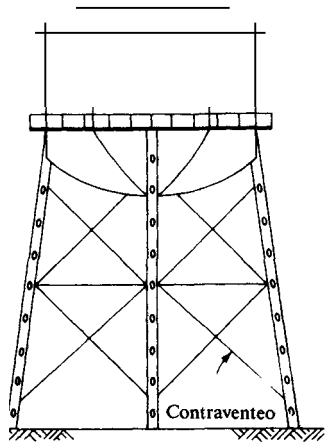


Figura E6-70

SOLUCION Se tomará como 200 el KL/r mínimo, para los miembros principales. Por tanto,

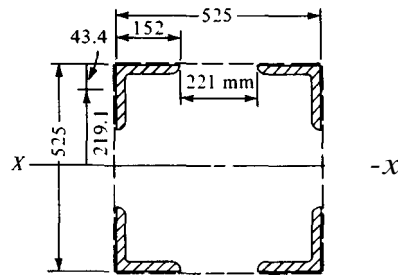


Figura E6-7b

$$r_{\text{mio}} = \frac{24.7(1000)}{200} = 123.5 \text{ mm}$$

Para este valor de L/r de 200, el esfuerzo permisible $F_a = 25.7$ MPa. Por tanto, es necesario usar un mayor valor de r , o el área de acero será excesiva. Para un $L/r = 100$, el valor de $F_a = 90$ MPa, y el área de acero será aproximadamente $I \ 350/100 = 3.5 \times 10^{-3} \text{ m}^2$.

Se probarán 4 L 152x 152x 14.3 (una selección algo arbitraria) los datos son:

$$A = 4.184 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{ángulo}$$

$$I_y = t, = 9.199 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$\bar{x} = \bar{y} = 43.4 \text{ mm}$$

Se colocarán los ángulos en una sección simétrica con un espaciamiento como el mostrado en la figura E6-7b. Calcúlese $I_x = I_y$ $Y_{rx} = r_y$ utilizando datos de la sección:

$$I_x = 4I_0 + 4Ad^2$$

$$I_x = 4(9.199) + 4(4.184 \times 10^{-3})(0.2191)^2 = 36.796 + 803.4 \\ = 840.2 \times 10^{-6} \text{ m}^2$$

$$r_x = r_y = \sqrt{\frac{840.2 \times 10^{-6}}{4 \times 4.184 \times 10^{-3}}} = \sqrt{\frac{50.2 \times 10^{-3}}{16.736}} = 224 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{r} = \frac{24.7(1000)}{224} = 110.26 \quad \text{Y de la tabla VI-5 se obtiene } F_a = 81 \text{ MPa}$$

$$P_{\text{perm}} = 81(4.184 \times 4) = 1356 > 1350 \text{ kN requerido} \quad \text{Correcta}$$

Se considerará adecuada esta sección y se pasará a diseñar las cubreplacas.

El diseño de las cubreplacas no es tanto "diseñar" como satisfacer una serie de criterios y determinar un espaciamiento de los agujeros que se adapte a la longitud de la columna.

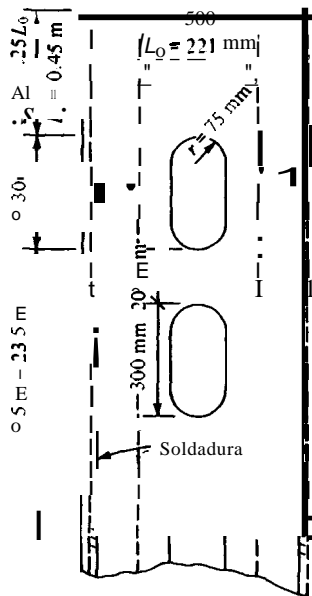


Figura E6-7c

Haciendo referencia a las figuras E6-7c y 6-6, se obtiene:

$$L_o = 221 \text{ mm}$$

$$r = 75 \text{ mm (selección arbitraria del radio del agujero)}$$

$$w = 2r = 150 \text{ mm}$$

Se usará $L_1 \geq 1.25 L_o - 0.45 \text{ m}$. Longitud de la cubreplaca $= 24.7 - 2(0.45) = 23.8 \text{ m}$. Se hace esta selección a fin de que con una longitud de agujero de $L_o = 300 \text{ mm}$ y $L_1 = 200 \text{ mm}$, la longitud de 23.8 m dará

$$48 \text{ agujeros} = 48(0.30) = 14.4 \text{ m}$$

$$47 \text{ agujeros} = 47(0.20) = 9.4 \text{ m}$$

$$\text{Total} \quad \quad \quad - \underline{23.8 \text{ m}}$$

Encontrar el espesor de la cubreplaca (refiérase a la figura 6-6):

$$\frac{L_o}{t_p} \leq \frac{835}{\sqrt{250}} = 52.8$$

$$t_p = \frac{221}{52.8} = 4.19 \text{ mm}$$

Se usará 6 mm (1/4 pulg). Se usará soldadura y se colocará la placa de la manera indicada. La soldadura puede ser intermitente. Si la soldadura es sufi-

ciente para permitir que la cubreplaca y los angulares actúen como una unidad, el AISC permite una contribución de la cubreplaca basada en

$$(L - 2r)t_p = [500 - 2(75)]0.006 = 2.1 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

de área que se ha de usar para aumentar la capacidad axial de la sección.

16-6 PLACAS DE BASE DE COLUMNAS

Las columnas de acero se colocan sobre algún tipo de miembro soportante formando una entrecara entre la columna y su soporte. El miembro soportante puede ser una columna de concreto en un edificio de construcción compuesta, pero es más común que una columna termine en una cimentación, pedestal, o pilastra. Se usa un *pedestal* para mantener la columna de metal por encima del terreno para prevenir la corrosión cuando la cimentación está por debajo del nivel del terreno. Una *pilastra* es una sección ensanchada del muro del sótano que se usa para transmitir la carga de la columna, a través de la zona del muro hasta la cimentación. A veces, pero no es corriente, la columna termina directamente sobre la cimentación.

Cuando la columna de acero termina sobre cualquier tipo de mampostería, es necesaria una placa de base a fin de distribuir la alta intensidad del esfuerzo en el acero a un valor que pueda ser soportado con seguridad por la mampostería. Mampostería, significa en este caso, concreto, bloques de concreto, ladrillos, y bloques de arcilla; el concreto es el que más se usa y será el único material que se considerará.

La placa de base y el extremo de la columna que está en contacto con dicha placa se pueden alisar para efectuar la transferencia de carga por asiento directo. La placa de base se asienta sobre la cimentación usando una lechada de cemento (mezcla espesa de arena y cemento, a menudo con un agente expansivo para producir un estrecho contacto, ya que la pasta de cemento tiende a contraerse en el secado). La lechada puede igualar un desajuste entre cimentación y columna de hasta 1 pulg (25 mm) siempre que se trate de una discrepancia de "relleno".

Se pueden usar angulares para atornillar o soldar la placa de base a la columna. Sin embargo, en la práctica es la de usar una placa de base soldada a la columna en el taller. Se barrénan en la placa de base agujeros para los pernos, de un diámetro ligeramente mayor, para que ajusten sobre los pernos de anclaje colocados en la cimentación, durante la construcción en el campo. Los agujeros mayores permiten pequeñas desviaciones en la alineación de los pernos de anclaje, sin que sea necesario volver a barrenar los agujeros en la placa de base, o quitar y recolocar los anclajes. En la figura 6-7 se ilustra el método general para fijar la columna a la cimentación.

✓ Las dimensiones de la placa de base requerida dependen de la presión unitaria permisible de contacto de la cimentación. El espesor de la placa de base depende de la presión de contacto de la placa de base, y produce flexión en la sección

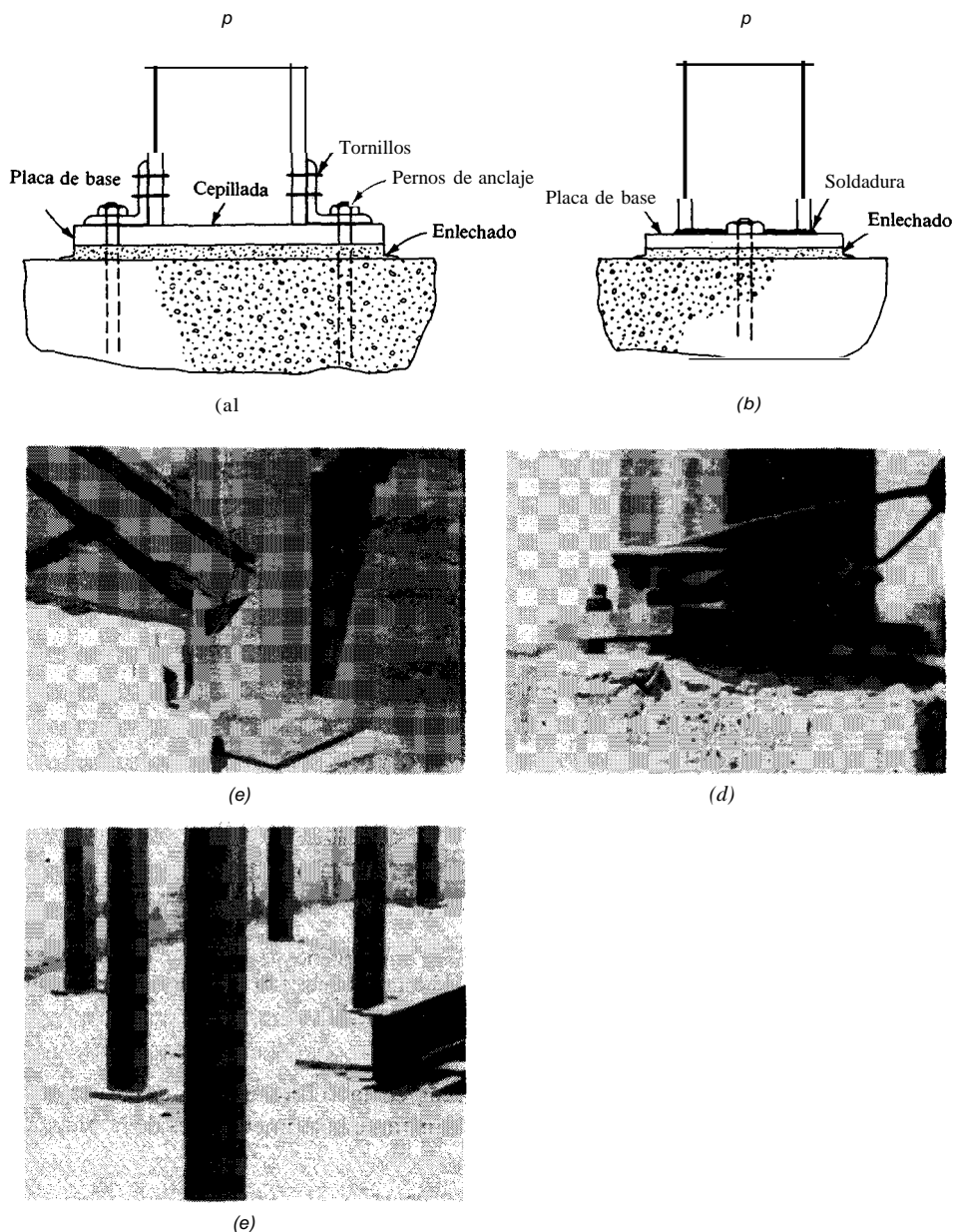


Figura 6-7 Contacto entre la columna y la cimentación usando placas de base. (a) Uso de angulares para unir la columna a la cimentación. Método que no se usa mucho al presente debido al trabajo extra de fabricación (corte de dos angulares y cuidadoso alisado del extremo de la columna y la placa de base). (b) Columnas y placas de base soldadas en el taller; este método se usa mucho para fijar las columnas a las cimentaciones [véanse también las fotografías tomadas en el campo en (c), (d), y (e)]. (c) Columna de esquina con placa de base soldada en el taller. Se puede ver fácilmente el espacio para el enlechado. Hay cuatro pernos de anclaje para fijar la columna a la cimentación. El miembro diagonal es un elemento de contraventeo soldado en el campo. (d) Esta columna usa también una placa de base soldada en el campo. Se puede ver con facilidad el espacio para enlechado. Se usa el cable para alinear el marco. (e) Serie de columnas interiores fijadas directamente a las cimentaciones. Se notará de nuevo el uso de placas de base soldadas en el taller.

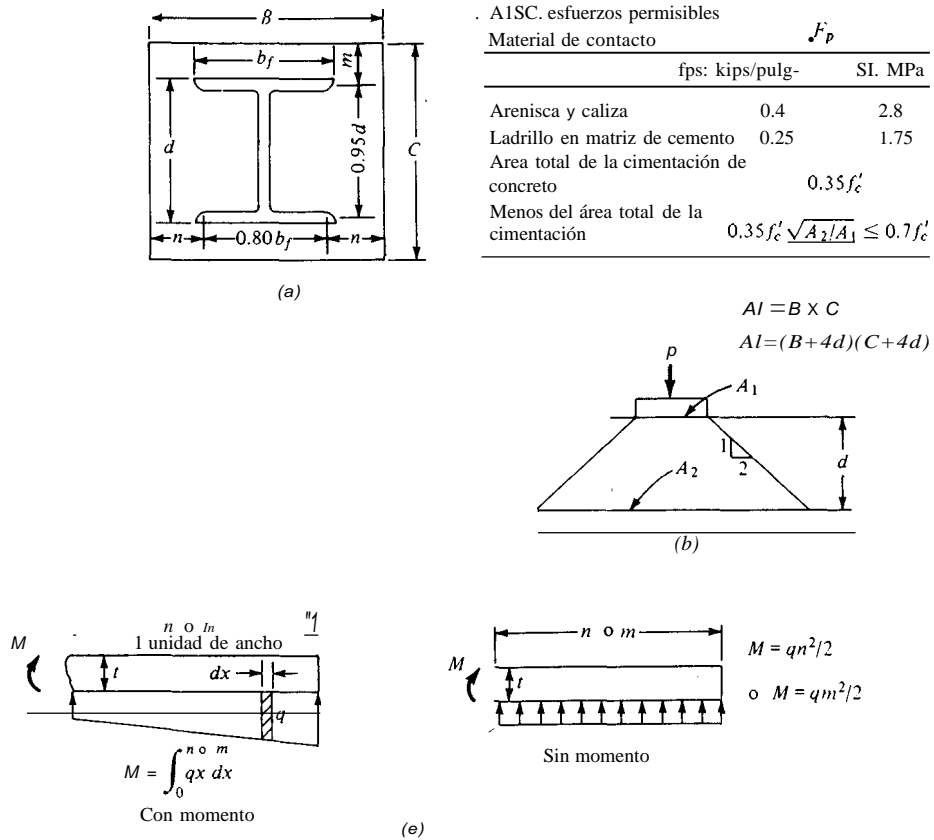


Figura 6-8 Dimensiones generales de las placas de base y otros criterios de diseño. (a) Dimensiones de la placa de base. (b) Esfuerzos permisibles, F_p . (c) Momento de la placa de base para calcular el espesor de la placa base.

crítica con dimensiones como las mostradas en la figura 6-8c. Cuando la base de la columna resiste un momento, deben ajustarse las dimensiones de la placa de manera que

$$F_p \geq f_p = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{S}$$

donde S es el módulo de sección de la placa rectangular de base con respecto al eje de momentos. En este caso, se muestra también en la figura 6-8c el espesor de la placa.

De la figura 6-80, el área de la placa de base de la columna es

$$B \times C = \frac{P}{F_p}$$

Se puede obtener un número de combinaciones para los lados B y \mathbf{E} , pero se debe usar la combinación que haga que *meen*, En la práctica de taller se prefiere que B y \mathbf{E} sean números enteros.

Se obtiene el espesor de la placa de base considerando la flexión en una sección crítica a la distancia m o n del borde libre correspondiente (figura 6-8c). Para una presión uniforme y una franja m o $n \times 1$ unidad de ancho \times un espesor t , se tiene

$$M = q(m)\frac{m}{2} \quad \text{o} \quad M = q(n)\frac{n}{2}$$

Usando el valor mayor de M (y notando que si $m = n$, estos momentos son iguales), se tiene

$$f_b = F_b = \frac{M}{S} = \frac{6M}{t^2} \quad (\text{para una franja de ancho unitario})$$

Resolviendo para t , se obtiene

$$t = \left(\frac{6M}{F_b} \right)^{1/2} = \left[\frac{3 \times q \times (m^2 \text{ o } n^2)}{F_b} \right]^{1/2}$$

donde q presión real de contacto
 F_b $0.75 F_y$ (AISC, Sección 1-5.1.4.3, basado en la flexión sobre una sección rectangular.) l

Ejemplo 6-8 Diseñese la placa de base para una columna como la que se muestra en la figura E6-S. Use $F_y = 250 \text{ Mpa}$, $f'_c = 20.7 \text{ MPa}$, y las especificaciones de la AISC.

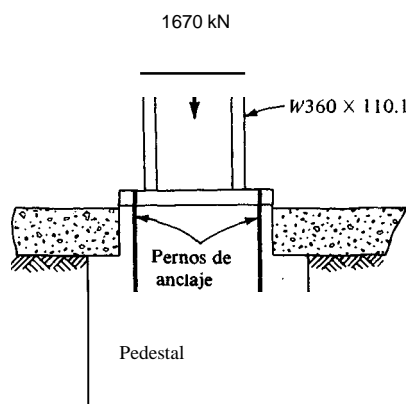


Figura E6-8

SOLUCION Las dimensiones del pedestal en la línea de piso serán las mismas que las de la placa de base. Por tanto

$$F_p = 0.35f'_c = 7.245 \text{ MPa} \quad (\text{figura 6-8b})$$

$$B \times e = \frac{1670}{7.245} = 230.5 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Supóngase que $m \cong n$:

De la tabla V-3 se obtiene $d = 360 \text{ mm}$; $b_f = 256 \text{ mm}$

$$B = 0.80(256) + 2n = 205 + 2n = 205 + 2m$$

$$e = 0.95(360) + 2m = 342 + 2m$$

$$(0.205 + 2m)(0.342 + 2m) = 0.2305 \text{ corriendo el decimal}$$

$$m^2 + 0.2735m = 0.04009$$

$$m = 0.106 \text{ m}$$

Verifíquese

$$B = 205 + 2(106) = 417 \text{ mm}$$

$$e = 342 + 2(106) = 554 \text{ mm}$$

$$B \times e = 0.417 \times 0.554 = 0.2310 \text{ m}^2 > 0.2305 \text{ Correcta}$$

La presión real de contacto, q , es

$$q = \frac{1670}{231.0} = 7.229 \text{ MPa}$$

$$n = m = 0.106 \text{ m}$$

$$M = \frac{7.229(0.106)^2}{2} = 0.08123 \text{ MN} \cdot \text{m} \quad t = \left[\frac{6(0.08123)}{0.75(250)} \right]^{1/2} = 0.0509 \text{ m}$$

$$= 50.9 \text{ mm o sea } 52 \text{ mm}$$

Se usa una placa de base de columna de $417 \times 554 \times 52 \text{ mm}$ de espesor.

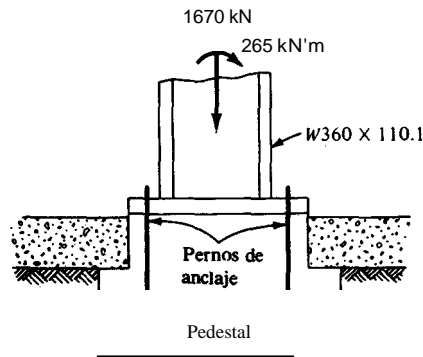


Figura E6-9a

Ejemplo 6-9 Rediseñese la placa de base de la columna del ejemplo 6-8, para resistir un momento flector de 265 kN . m, además de la carga axial (figura E6-9a).

SOLUCION Se diseñará la placa de base soldada a la columna del ejemplo 9-7.

$$F_p = 7.245 \text{ MPa} \leq q$$

$$q = \frac{1670}{BC} \pm \frac{6(265)}{BC^2}$$

Después de varios cálculos auxiliares, se supone que $e = 780 \text{ mm}$:

$$B = \frac{1670}{7245(0.78)} + \frac{6(265)}{7245(0.78^2)}$$

$$= 656 \text{ mm}$$

La figura E6-9b ilustra datos que hasta ahora incluyen $q = 7.248 \text{ Y } -0.724$ obtenidos usando B y e en la ecuación precedente para q .

A lo largo de la línea $x - x$:

$$q = 7.248 - 10.22x$$

$$V = 7.248x - \frac{10.22x^2}{2} \quad (\text{integrando})$$

$$M = \frac{7.248x^2}{2} - \frac{10.22x^3}{6}$$

Para $x = 0.219 \text{ m}$:

$$M = \frac{7.248(0.219)^2}{2} - \frac{10.22(0.219)^3}{6} = 0.1559 \text{ MN . m}$$

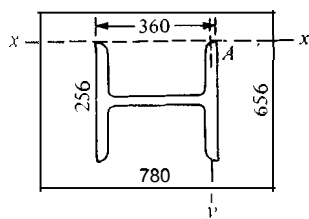
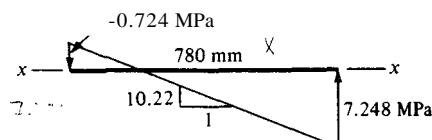


Figura E6-9b



El espesor correspondiente es

$$t = \frac{(6 \times 0.1559)}{187.5}^{1/2} = 0.0706 \text{ m}$$

$$= 70.6 \text{ mm} \quad \text{o sea } 75 \text{ mm}$$

De la otra dirección, en el punto A (línea y - y) se tiene

$$n = \frac{656 - 0.80(256)}{2} = 226 \text{ mm}$$

$$q = 7.248 - 10.22(0.219) = 5.01 \text{ MPa} \quad (\text{promedio para un ancho unitario})$$

$$M = \frac{5.10(0.226)^2}{2} = 0.1302 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$t = \frac{(6 \times 0.1302)}{187.5}^{1/2} = 0.0645 \text{ m}$$

$$= 65 \text{ mm}$$

Se usará el valor mayor de 75 mm. Las dimensiones finales de la placa de base de la columna serán 780 x 656 x 75 mm de espesor.

Para pernos de anclaje como los que se muestran en la figura E6-9c, supóngase que los pernos soportarán todo el momento, aun cuando la fuerza axial reducirá considerablemente el momento. Esta suposición provee cierta capacidad de reserva del sistema de anclaje para resistir una fuerza lateral considerable (desplazamiento lateral de la columna).

$$T = \frac{265}{0.570} = 465 \text{ kN}$$

Se usará $F_y = 345$ para los pernos de anclaje.

$$F_t = 0.6F_y = 207 \text{ kN}$$

$$A_{\text{requerido}} = \frac{465}{207} = 2.246 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

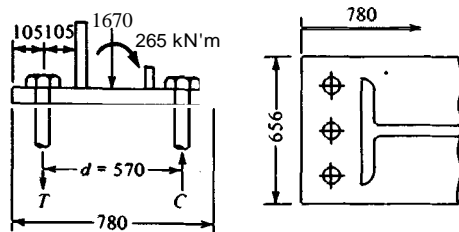


Figura E6-9c

Usando tres barras de anclaje en cada lado, el diámetro será

$$D = \left[\frac{0.002246}{3(0.7854)} \right]^{1/2} = 0.03087 \text{ m}$$

Se usarán tres barras de anclaje de 32 mm de diámetro.

6-7 SOPORTE LATERAL DE LAS COLUMNAS

Hay una regla empírica común y ampliamente usada para el soporte lateral de los patines a compresión tanto de vigas como columnas; según esta regla se provee un elemento de soporte lateral (es también un miembro a compresión) para soportar una fuerza lateral

$$P_b = 0.02P$$

donde P es la fuerza axial en el miembro a compresión que se quiere soportar, esto es, $P = A_i f_b$ para miembros a flexión, donde A_i = área del patín a compresión y f_b = esfuerzo a compresión promedio (o máximo) debido a la flexión. Para columnas, úsele P = carga axial promedio en la columna. Esta recomendación está dada por el Structural Stability Research Council en *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*, 3a ed., editada por Johnst00/

Pruebas efectuadas por Winter en Cornell University (véase "Lateral Bracing of Columns and Beams", *Transactions, ASCE*, Vol. 125, 1960) indican que se requiere muy poco soporte lateral para permitir que el elemento a compresión desarrolle el esfuerzo permisible de diseño. Esta restricción se puede generalmente desarrollar por medio del sistema de piso sobre las vigas, cuando se tiene contacto total a lo largo del patín a compresión debido a la naturaleza variable del material de piso (tablero metálico, concreto sobre las vigas, madera sobre las vigas, etc.), se aconseja que se use el criterio del 2 por ciento. Winter dedujo también una expresión analítica para el soporte lateral requerido, basado tanto en la restricción como la rigidez relativa de la columna y el soporte. Si se usa un FS de aproximadamente 2.5, con la expresión derivada, se puede obtener la regla empírica del 2 por ciento.

Ejemplo 6-10 Determinése la viga de borde (o larguero de pared) de dimensiones mínimas para soportar, con respecto al eje Y, la sección W para la carga axial de 750 kips del ejemplo 6-2. Se puede tomar la distancia entre columnas como 18 pies. F_y para la columna = 50 kips/pulg.

SOLUCION La fuerza axial, en la sección canal, usada como soporte, es

$$P_b = 0.02P = 0.02(750) = 15 \text{ kips}$$

La máxima $L/r = 200$ (AISC) para miembros a compresión. El radio mínimo de giro, $r_y = 18(12)/200 = 1.08$ pulg. Para una relación $L/r = 200$,

el esfuerzo axial permisible $F_a = 3.73$ kip/pulg- (tabla U-5, SSDD), aplicable a todos los valores de F_y .

$$A_{\text{reqd}} = \frac{P}{F_a} = \frac{15}{3.73} = 4.02 \text{ pulg}^2$$

Búsquese esta combinación de A y r_y , en las tablas 1-6e 1-7, y se hallará

$$\begin{aligned} \text{MC10} \times 28.5: \quad A &= 8.37 \text{ pulg}^2 \\ r_y &= 1.17 \text{ pulg} \end{aligned}$$

Si se satisface también la flexión y otros requisitos, se puede usar la sección como larguero de pared (o viga de borde).

6-8 DISEÑO DE COLUMNAS Y PUNTALES USANDO EL DFRC

El uso del DFRC requiere la separación de las cargas muertas y vivas sobre la columna. Una vez hecho esto, se obtiene la carga última de la columna en la forma siguiente:

$$P_u = \psi(F_d D + F_L L \dots)$$

Además

$$P_u = A_g \phi F_{cr}$$

Se necesita en este caso la tabla 3-1, puesto que los valores de ϕ caen dentro del rango de 0.86 a 0.65, dependiendo de η , la que a su vez depende del KL/r de la columna así como de F_y . Se notará también que el valor de F_{cr} depende del valor de η en la forma que se indica a continuación:

$$F_{cr} = F_y(1 - 0.25/\eta^2) \quad \eta \leq \sqrt{2}$$

$$F_{cr} = \frac{F_y}{\eta^2} \quad \eta > \sqrt{2}$$

donde η = valor dado en la tabla 3-1, Y que se repite en este lugar:

$$\eta = \frac{KL}{\pi r} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Ejemplo 6-11 Dadas las columnas del ejemplo 6-1, espaciadas 20 pies c.a.c en cada dirección, carga muerta 30 lb/pie--carga viva = 60 lb/pie² (nieve),

longitud de la columna = 14 pies, y $K = 1$ (como en el ejemplo 6-1 y la figura 6-3). Se usará acero A-36 y el método DFRC. (En el ejemplo 6-1 se escogió para columna un tubo de 4 pulg por 10.79 lb/pie.) Rediseñese la columna usando el DFRC como se da en la Sección 3-7.

SOLUCION

$$P_u = 1.1(1.1D + 1.5S)A$$

$$= 1.1[1.1(0.030) + 1.5(0.060)](20 \times 20) = 54.12 \text{ kips (vs. 36 kips } P_w)$$

Además,

$$\eta = \frac{1(14 \times 12)}{\pi r} \left(\frac{36}{29\,000} \right)^{1/2} = \frac{1.884}{r}$$

Usando el ejemplo 6-1 como guía, se prueba un tubo para columna de 4 pulg x 10.79 lb/pie:

$$A = 3.17 \text{ pulg}^2$$

$$r = 1.51 \text{ pulg}$$

$$\eta = \frac{1.884}{1.51} = 1.25 < \sqrt{2}$$

$$F_e = F_y(1 - 0.25\eta^2) = 36[1 - 0.25(1.25)^2] = 21.94$$

$$\phi = 0.65 \quad (\eta > 1.0) \quad \text{kip/pulg}^2$$

$$A_{requ} = \frac{P_u}{\phi F_e} = \frac{54.12}{0.65(21.94)} = 3.79 \text{ pulg}^2 > 3.17 \quad \text{N.S.}$$

Se prueba un tubo de 5 pulg x 14.62 lb/pie:

$$A = 4.30 \text{ pulg}^2$$

$$r = 1.88 \text{ pulg}$$

$$\eta = \frac{1.884}{1.88} = 1.002$$

$$F_e = 36[1 - 0.25(1.002)^2] = 26.96 \text{ kip/pulg}^2$$

$$\phi = 0.65$$

$$A_{requ} = \frac{54.12}{0.65(26.96)} = 3.09 \text{ pulg}^2 < 4.30 \quad \text{Correcta}$$

Se usará una columna de tubo de 5 pulg x 14.62 lb/pie

PROBLEMAS

6-1 Determinése la carga permisible que puede soportar una columna W14x211, usando acero $F_y = 50 \text{ kip/pulg}^2$ y las especificaciones del AISC si:

- a) $KL = 16$ pies.
- b) $KL = 42$ pies.
- e) $KL_x = 68$ pies y $KL_y = 44$ pies.

Se harán los comentarios apropiados.

Respuesta: b) 602.7 kips. e) 549.1 kips

6-2 Determinése la carga permisible para una sección laminada W360 x 346.7 que usa $F_y = 415 \text{ MPa}$ y las especificaciones del AISC si:

- a) $KL = 5.1$ m.
- b) $KL = 3.2$ m.
- e) $KL_x = 20.5$ m y $KL_y = 3.6$ m.

Se harán los comentarios apropiados.

Respuesta: e) 2 669 kN.

6-3 ¿Cuál será la sección cuadrada de tubo más ligera (véase tabla 1-15, SSDD) para una carga de columna de 34 kips y una longitud sin apoyo de 12.4 pies? Se usarán las especificaciones del AISC y acero A-36.

Respuesta: 6x6x0.375.

6-4 ¿Cuál será la carga permisible, para un tubo usado como columna de sección rectangular de 300 x 200 x 9.52 mm, usando las especificaciones del AISC y $F_y = 345 \text{ MPa}$ (tabla V-16, SSDD), para una longitud no soportada de 4.8 m?

6-5 ¿Cuál será la carga permisible, usando las especificaciones del AREA, para una sección W14x 145 que se usa como miembro a compresión atornillado en sus extremos en una armadura de puente? El miembro tiene 15.5 pies de largo y usa acero A-36?

Respuesta: 771.6 kips

6-6 ¿Cuál será la carga permisible, usando las especificaciones del AREA, para una sección laminada W310x 178.6, que se usa como miembro a compresión atornillado en sus extremos en una armadura de puente? El miembro tiene 4.75 m de largo y usa $F_y = 345 \text{ MPa}$ para el acero.

Respuesta: 3 163 kN.

6-7 ¿Cuál será la carga permisible para la sección armada de la figura P6-7, usando las especificaciones del AREA y acero A-36? Supóngase una conexión terminal atornillada y una longitud de 5.25 m.

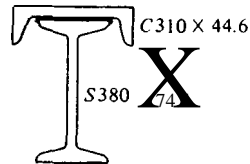


Figura P6-7

6-8 ¿Cuál será la carga permisible para el miembro armado de la figura P6-8, usando las especificaciones de la AASHTO, $F_y = 50 \text{ kip/pulg}^2$, y una longitud no soportada de 18.7 pies?

6-9 Refiriéndose a la figura P6-7, colóquese una segunda canal C310 x 44.64 en la parte inferior del perfil S para que sea simétrico. ¿Cuál será la carga permisible en la columna, usando las especificaciones de la AASHTO, si $L=6.6$ m, y se usa acero A-36?

Respuesta: 1 962 kN.

6-10 ¿Cuál será la carga permisible de columna para la sección armada de la figura P6-10, si el miembro es de acero A-36, y la longitud es de 14.5 pies? Se usarán las especificaciones de la AASHTO.

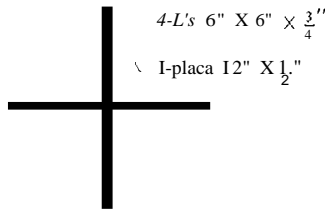


Figura P6-S

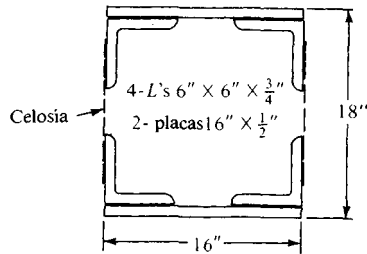


Figura P6-IO

6-11 ¿Cuál será la carga permisible de columna para la sección armada de la figura P6-11? La longitud es de 5,3 m. Usense las especificaciones del AISC y acero A-36. No se tenga en cuenta la contribución de la cubreplaca perforada.

Respuesta: 3090.3 kN.

|

2-080 X 59.5
I-placa 380 X 20

Cubreplaca C.p.
perforada

Figura P6-11

6-12 Diseñese la celosía para la carga permisible que se halla en el problema 6-10, asignando un aumento del 20 por ciento de aumento de V , para el viento, el peso de los miembros, etc.

6-13 Diseñense las cubreplacas perforadas de cubierta para la carga permisible y sección del problema 6-11.

6-14 Repítase el ejemplo 6-1, si el área de contribución para la columna es de 30x 20 en lugar de 20 x 20, pero con el resto de los datos iguales.

Respuesta: 5 pulg a 14.6 lb/pies.

6-15 Diseñese una sección de columna con celosía para un poste terminal de una armadura de puente de carretera (refiérase al ejemplo 6-5). La longitud es $7.2\sqrt{2} = 10.18$ m. El calor de la armadura es de 50.4 m y las cargas son: carga muerta = -1120 kN, Ycarga viva = -422 kN (sin impacto). Se usará $F_y = 250$ MPa y las especificaciones de la AASHTO.

Respuesta: Pruébese con dos C380 x 50.4 y una cubreplaca de 300 x 15 mm.

6-16 Rediséñese el poste terminal de la armadura del ejemplo 6-6 usando una cubreplaca perforada para ambos lados de los canales. Nótese que la AASHTO permite el uso del área neta de las cubreplacas perforadas al calcular el área de la sección total y la capacidad de la columna.

Respuesta: 2 C12 x 25, $A_{sum} = 23.7$, $r_{min} = 4.58$ pulg, incluye dos placas de 12 x L/2 pulg con agujeros de tres pulgadas.

6-7 Diseñese una placa de base de columna para la capacidad máxima de una columna W12x 170, con una longitud sin soportes de 12.0 pies. Supóngase que $K_c = K_y = 1.0$. Usese $F_c = 50$ kip/pulg, $f'_c = 4$ kip/pulg, y las especificaciones del AISC. La columna descansa en un pedestal de concreto.

6-18 Diseñese la placa de base de columna de una sección W14 x 120 que soporta una carga axial de 500 kips y un momento en la base de 200 pies-kips. Usese acero A-36, $f'_c = 3$ kip/pulg, y la placa de base hace contacto directo entre la columna y la cimentación, que tiene un peralte total de 21 pulg.

Respuesta: 24 3/4 x 22 3/4 x 2 1/2.

6-19 Diseñese una placa de base de columna para la capacidad máxima de una sección laminada W310 x 117.6, con una longitud sin soportar de 4.1 m. Supóngase que $K_c = K_y = 0$. Usese $F_y = 345$ MPa, $f'_e = 28$ MPa, y las especificaciones del AISC. La columna hace contacto con un pedestal de concreto.

6-20 Repitase el ejemplo 6-11 para la sección W8 más ligera que se disponga.

6-21 Repitase el ejemplo 6-II si las cargas son como sigue: carga muerta = 35 lb/pie"; carga viva = 75 lb/pie".

Respuesta: Tubo de 5 pulg con 14.6 lb/pie.

6-22 Repitase el ejemplo 6-11 usando los siguientes datos: carga muerta = 1.75 kPa; carga viva = 3.75 kPa; área de contribución de la columna 6.1 x 7.1 m, longitud de la columna = 4.98 m, y $K_c = K_y = 1.0$. Se podrá usar lo mismo un tubo redondo o un tubo estructural cuadrado para la columna, y $F_c = 250$ MPa para el acero.

6-23 Diseñese el miembro 6 del ejemplo 6-6 (refiérase a la figura E6-6a), si la fuerza en la barra por carga muerta = 283.8 kips, la máxima carga viva, incluido el impacto = 109.4 kips, y la mínima carga viva = 0.0 kips. Compárese la sección con la obtenida en el ejemplo 6-6. Tómese, $P_u = \psi(\beta_d DL + \beta_L LL)$, donde $\psi = 1.3$, $\beta_d = 1.0$, y $\beta_L = 1.67$ (última edición de las especificaciones de la AASHTO). Además, $P_u = 0.85A F_{cr}$, donde $F_{cr} = F_a$ de la ecuación (6.9) o ecuación (6-10), sin usar $\phi = 212$.

Respuesta: Usese la misma sección que en el problema 6-16.

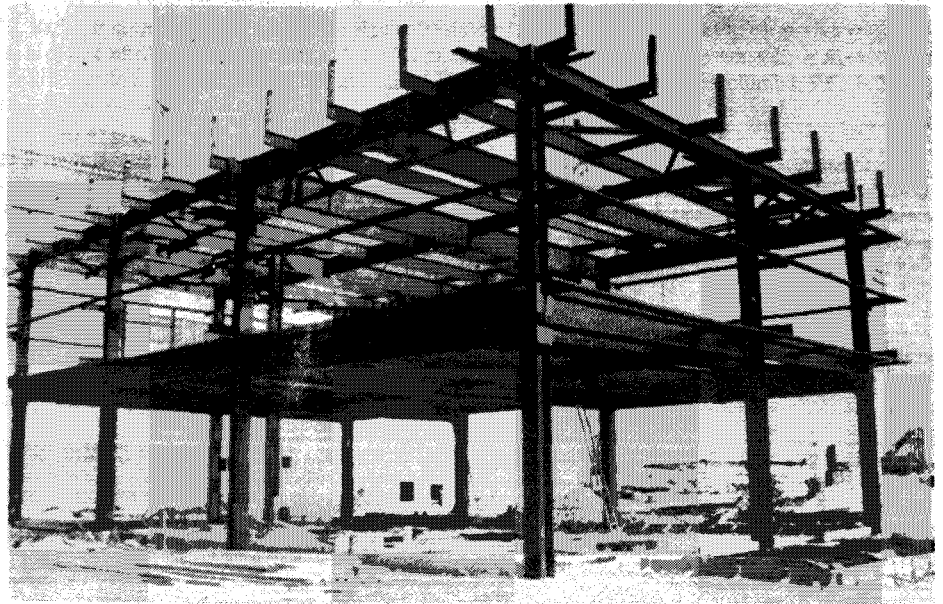


Figura VII-I Vigas-columna y vigas formando una estructura industrial. Obsérvese la orientación alternada de fuertes ejes de vigas-columna a los lados de la estructura, Un acercamiento de las juntas seleccionadas se muestra en la figura 9-15.

DISEÑO DE VIGAS-COLUMNAS

7-1 INTRODUCCION

Cuando se carga un miembro estructural de manera que produzca más de un modo de esfuerzos, es necesario efectuar algunos ajustes en los esfuerzos permisibles. Cuando los esfuerzos se producen como una combinación de flexión con respecto a los ejes X e Y , como en la sección 4-8, los esfuerzos finales de diseño se obtienen por superposición.

$$\pm f_{bx} \pm f_{by} \leq F_b \quad (a)$$

Como F_{bx} puede no ser igual a F_{by} (especialmente en el caso de los perfiles W , debido a la geometría del patín) se obtuvo el diseño de la viga del capítulo 4 por iteración. La acumulación de los esfuerzos de compresión (o tensión) en un borde de uno de los patines, se usó en la forma siguiente de la ecuación (a):

$$\frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1 \quad (b)$$

Esta ecuación se obtuvo dividiendo la ecuación (a) por F_b .

Es frecuente que surja un problema similar a éste cuando el miembro estructural se encuentre sometido a una combinación de cargas de flexión y axiales. Es-

tas situaciones siempre se presentan en la construcción de marcos rígidos (es decir, las columnas soportan axialmente la carga del edificio, así como los momentos en los extremos de las vigas que conectan a las mismas). En los edificios industriales se pueden usar las ménsulas de las columnas para soportar las trabes carril y, finalmente la carga de la grúa. La resultante excentricidad de la ménsula produce un momento flector además de las cargas axiales de la columna. En este caso, el momento de la columna no se encuentra en los extremos de la misma. Similarmente, la presión del viento sobre largos miembros verticales puede producir momentos flectores, puesto que una gran distancia entre pisos (o entre el terreno y el techo) puede invalidar el concepto de que el viento se toma de una manera análoga a la acción de una losa que opera en una sola dirección. En los ejemplos 2-5 y 2-6, la conexión entre los cobertizos laterales y las columnas del claro principal, producen grandes momentos en las columnas, los que deberán ser tenidos en cuenta en su diseño (lo que se considerará en una sección posterior).

Otras condiciones de diseño producen flexión además de las fuerzas axiales. Por ejemplo, las cuerdas superiores de las armaduras de techo y de puentes son normalmente miembros "articulados" a compresión, por el peso del miembro produce también flexión. Los largueros, colocados entre las juntas de los paneles de una armadura de techo, como un medio para reducir tanto el tamaño del larguero como el claro del techo, producirán flexión en la cuerda.

En general, los miembros a compresión están cargados con fuerzas axiales y momentos. Los momentos (o momento) pueden estar en los extremos del miembro, como en los edificios de marcos rígidos, o desarrollarse en una ménsula, viga local, u otro tipo de carga. Cuando el efecto del momento es de producir una curvatura sencilla (véase figura 7-1) se crea una condición de diseño mucho

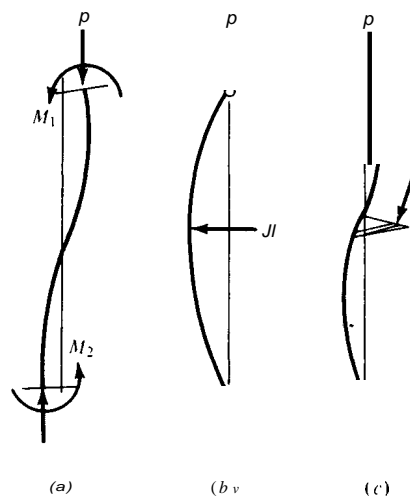


Figura 7-1 Curvatura resultado de la carga de las columnas. La curvatura simple de *b*) es a menudo la más crítica. *(a)* Curvatura doble en un marco del edificio. *(b)* Curvatura sencilla, carga interior. *(c)* Curvatura doble, carga interior.

más crítica, que cuando el momento, o momentos, producen una curvatura doble.

También se puede producir flexión en los miembros sometidos a tensión, como las cuerdas inferiores de las armaduras de puentes, en los lugares en que puedan conectar a los mismos las vigas de piso. Las cuerdas inferiores de las armaduras de edificios se pueden usar para fijar dispositivos de izado; otras cargas temporales fijadas en las cuerdas inferiores producirán flexión, además de la carga axial presente.

En muchas de estas situaciones, en particular con los miembros de las armaduras, se desprecian los esfuerzos de flexión. Esto puede ser un procedimiento razonable cuando el esfuerzo de flexión sea el resultado del peso del miembro, a hasta de los largueros, si son relativamente pequeños (y de peso ligero), y que los efectos resultantes sean quizá menores de aproximadamente el 10 por ciento de los esfuerzos analizados. Sin duda, existen pequeños esfuerzos de flexión en los elementos de las cuerdas de la armadura, debido a la continuidad a través de uno o más paneles (una técnica que se utiliza para reducir los costos de fabricación), y, además existe por lo general algún sobrediseño, ya que es práctica común usar miembros en las cuerdas, de dimensiones constante, arriba y abajo (también para reducir los costos de fabricación). Pueden haber excepciones, cuando es seguro usar un solo tornillo o remache en los extremos del miembro de la armadura, de manera que se inhiba menos la rotación —no es práctico, por supuesto, fabricar juntas "articuladas" para las armaduras corrientes de puente o de techo. Se pueden minimizar los efectos de la flexión real en las juntas, manteniendo la longitud de la junta, con respecto a la longitud del miembro, tan cortas como sea práctico y, junto con el hecho de que los miembros de las armaduras tienen por lo general relaciones pequeñas $E/I/L$ (es decir, miembro largo con pequeño momento de inercia), el gradiente de momento está bien definido y gran parte del miembro está esencialmente libre de momentos.

Los momentos que se producen en las armaduras, debido al empotramiento parcial de los extremos (y que por lo común se ignora en el análisis usando juntas "articuladas") se conocen colectivamente como *efectos secundarios*. No es necesario ignorar los efectos secundarios, puesto que los métodos modernos de computadora (como el programa de análisis por computadora del apéndice) pueden analizar una armadura "rígida" (con tres grados de libertad) casi tan fácilmente como una armadura articulada (con dos grados de libertad). Las primeras computadoras tenían solamente un almacenamiento límite de cpu/núcleo, antes de que se tuvieran los métodos eficientes de solución de matrices, se tenía necesidad de la geometría de la armadura "articulada", ya que la diferencia en el tamaño de la matriz para una armadura con 100 nudos o juntas era de:

Número de ecuaciones: $100 \times 2 = 2000$ o rígida: $100 \times 3 = 300$

Requerimientos de CPU: $200^2 = 40\,000$ palabras $300^2 = 90\,000$ palabras

Como cada número (o palabra) necesita aproximadamente 4 bits, los requerimientos resultan ser:

Articulada: 40 000 x 4	160000	160K secuencias de bits
90000 x 4	360000	360K secuencias de bits

Una capacidad de 360K + los requerimientos del programa, pondría a prueba la capacidad de las mayores computadoras de que se dispone actualmente, si no se hubieran concebido métodos eficientes de soluciones de matrices, de manera que con una ingeniosa codificación (reducir a un mínimo el ancho de banda) y/o usar condiciones de frontera, la armadura con tres grados de libertad, puede que requieran solamente algunas entre 30 a 50K, que está bien dentro de la capacidad de todas las computadoras, excepto las pequeñas minicomputadoras de escritorio.

7-2 CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE LA CARGA AXIAL COMBINADA CON LA FLEXIÓN

Cuando la carga axial a tensión y la flexión ocurren simultáneamente, se puede aplicar con seguridad el principio de la superposición. Esto se debe a que la carga de tensión tiende a reducir los efectos de la flexión (véase figura 7-2a), de modo que el valor de Δ se reduce algo, y, naturalmente, el esfuerzo real es también algo menor, de manera que las condiciones de esfuerzo máximo permisible, calculadas como

$$\frac{f_t}{F_t} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

serán seguras. Esta seguridad se obtiene parcialmente despreciando los efectos $P-\Delta$ sobre f_b , que se pueden calcular (para ser estrictamente correcta) como

$$f_b = \pm \frac{Mc}{I} + P_t \Delta \frac{c}{I}$$

Cuando P_b está a la mitad del claro, se tiene (con la limitación $\Delta \geq 0$, véase figura 7-2)

$$\Delta = + \frac{P_b L^3}{48EI} - \frac{P_t \Delta L^2}{8EI} \quad (a)$$

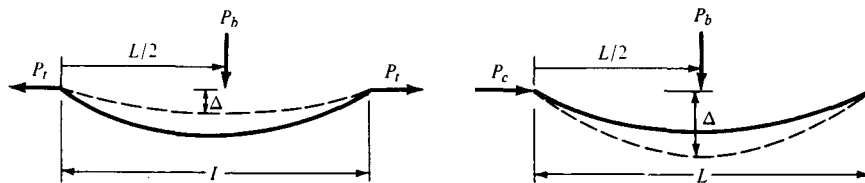


Figura 7-2 Efectos del $P-\Delta$ sobre miembros a tensión y compresión.

y el esfuerzo resultante de flexión es

$$f_b = \pm \frac{P_b L}{4S_x} + \frac{P_t}{EIS_x} \left(\frac{P_b L^3}{48} - \frac{P_t \Delta L^2}{8} \right) \quad (h)$$

El esfuerzo real de flexión se puede solamente obtener por iteración de la ecuación (a) hasta que el valor Δ usado en el lado derecho esté lo suficientemente cerca del valor Δ obtenido en el lado izquierdo. Esta solución iterativa puede que sea razonablemente práctica con una computadora, pero con cálculos manuales, será en pocos diseños (donde el número de miembros esté limitado) que se justificará económicamente este procedimiento. Despreciar el efecto $P-\Delta$ en la ecuación (b) es un error, pero en el lado conservativo. La inspección de la ecuación (a) indica que el esfuerzo de tensión reduce la deflexión y reduce además el esfuerzo de compresión debido a la flexión. Siendo un valor constante el esfuerzo permisible de tensión, F_t , y recordando que F_b puede depender de la longitud no soportada del patín a compresión (y reduciendo posiblemente el esfuerzo posible de compresión), se ve que el uso de

$$\frac{fb + 1, \leq 1}{F_t}$$

provee una solución satisfactoria.

Ejemplo 7-1 Dada la porción de un puente de carretera con las cargas y miembros de la figura E7-1, ¿cuál será el esfuerzo máximo de tensión en la cuerda inferior?

SOLUCION (despréciase el efecto $P-\Delta$)

$$f_b = \frac{wL^2}{8S_x} = \frac{0.040(25^2)(12)}{8(51.9)} = 0.72 \text{ k} \cdot \text{SI}$$

$$f_t = \frac{P}{A} \pm f_b = \frac{165}{11.8} \pm 0.72 \text{ ksi}$$

$$f_t = 13.98 + 0.72 = 14.70 \text{ ksi} \quad (\text{máximo})$$

$$f_t = 13.98 - 0.72 = 13.26 \text{ ksi} \quad (\text{mínimo}) \quad \text{///}$$

Cuando una carga axial de compresión actúa junto con un momento flector, se amplifica la deflexión y aumenta el esfuerzo de compresión. Como el esfuerzo permisible de compresión tiene en cuenta el posible pandeo (deflexiones laterales), el diseño del miembro resulta más sensible a este tipo de carga, que el que producen los esfuerzos de tensión.

Haciendo referencia a la figura 7-2b, se observa que la carga axial (que se supone aplicada al final, pues es así más fácil de visualizar) aumenta la deflexión. Sin embargo, el orden de aplicación de las cargas no afecta los resultados,

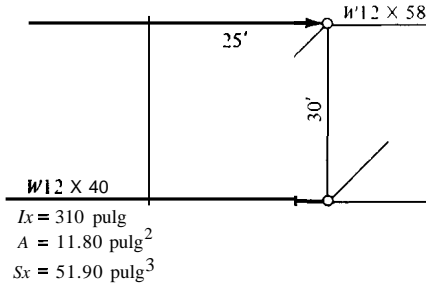


Figura E7.1

siempre que no se produzca fluencia. Lo que importa es que existe un aumento en la deflexión debido al efecto $P-\Delta$, con un correspondiente aumento en el esfuerzo de flexión. El valor de la deflexión (con P , a la mitad del claro) es de

$$\Delta = \frac{P_b L^3}{48EI} + \frac{P_c \Delta L^2}{8EI} \quad (e)$$

y los esfuerzos resultantes de flexión, con $P_e = (-)$ son

$$f_b = \pm \frac{P_b L}{4S_x} - \frac{P_c}{EIS_x} \left(\frac{P_b L^3}{48} + \frac{P_c \Delta L^2}{8} \right) \quad (d)$$

Una evaluación crítica de la ecuación (e) indica que se requiere una solución iterativa como para el modo de tensión, pero que la deflexión se "alimenta" de sí misma (la deflexión causa más deflexión), y que para miembros con un valor de I demasiado pequeño, o un valor de L demasiado grande, puede que ocurra una falla por pandeo.

El efecto $P-\Delta$ se puede también desarrollar en edificios altos, como se muestra cualitativamente en la figura 7-3; cuando las fuerzas del viento o sísmicas o carga asimétrica producen desplazamientos laterales en los pisos superiores, con respecto a los elementos inferiores del edificio. Se puede efectuar un análisis por computadora para analizar el efecto $P-\Delta$, pero se requiere iteración. Las etapas incluyen:

1. Hágase un análisis convencional por computadora, usando las fuerzas laterales.
2. Obténganse los desplazamientos laterales del piso i . X_{i+1} (el piso superior que sigue).
3. Calcúlese un momento adicional para la matriz P como

$$M_i = P_{i+1}(X_{i+1} - X_i)$$

y un cortante como se indica en la figura 7-3b, usando

$$V = \frac{M_i}{L}$$

el que se aplica a la parte superior e inferior del piso, prestando atención a los signos.

P_{i+1} = fuerza axial en la columna entre los niveles de piso i e $i+1$

4. Calcúlese el nuevo X , y compárese con los valores anteriores usados en la etapa 3. Repítase hasta obtener una convergencia satisfactoria, aproximadamente 0.02 pies ó 0.006 m (aproximadamente $\frac{1}{4}$ pulg).

A los efectos $P-\Delta$ se les llama también "efectos secundarios", y han sido casi totalmente ignorados hasta muy recientemente. Algunos diseñadores han aumentado arbitrariamente los esfuerzos de diseño (de las cargas) en un factor tal como un 10 por ciento, para tener en cuenta el $P-\Delta$. Otro factor que tiende a mitigar el efecto $P-\Delta$ es que este es derivado generalmente de los análisis de viento o sísmicos, donde el diseñador puede usar esfuerzos permisibles que se han aumentado en un tercio. Sólo en casos muy raros se tendría que el $P-\Delta$ excediera estos valores. El programa de análisis por computadora que se presenta en el apéndice se puede modificar fácilmente para revisar de un modo automático la matriz de deflexión y encontrar los valores apropiados de X , recalcular la matriz P usando dichos valores, y luego almacenarlos para compararlos con los nuevos

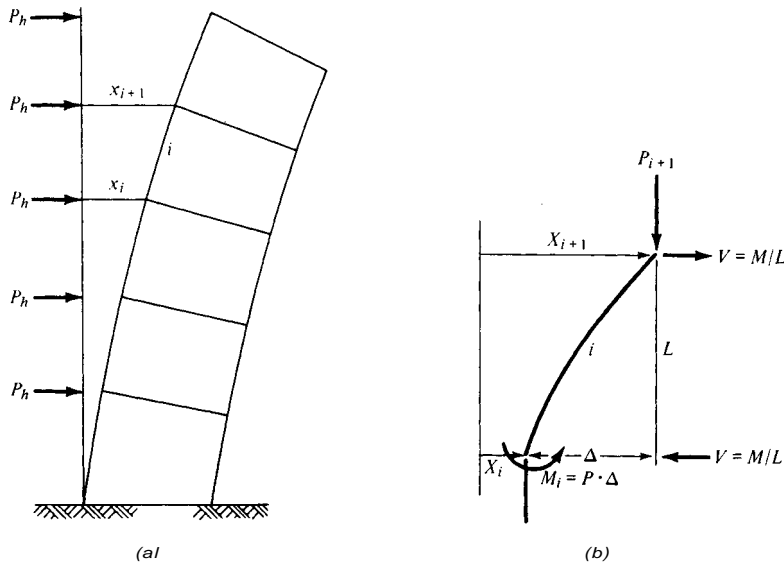


Figura 7-3 Efecto del $P-\Delta$ en edificios altos. (a) Estructura con cargas laterales. (b) Piso j con las deflexiones demasiado exageradas.

valores obtenidos del ciclo corriente hasta obtener la convergencia y los resultados finales.

7-3 LONGITUDES EFECTIVAS DE COLUMNAS EN MARCOS DE EDIFICIOS

El concepto de longitud efectiva de columna, $L' = KL$ se presenta en la sección 6-3, y se obtuvo un valor de K para algunos de los casos corrientes. Se observó que cuando los extremos de las columnas tenían restricción lateral, de manera que no se podía desarrollar el efecto $P-\Delta$ (como en la figura 7-3), el valor de K era $K \leq 1.0$. Para "el asta de bandera" de la figura 6-3e, o la base articulada de la figura 6-3f, el factor K era de 2.0 o más.

Se verá que en los edificios de muchos pisos, que pueden sufrir translaciones, el valor de K puede ser considerablemente mayor de 2.0, como se ilustra en la figura 7-40. Para la porción del marco elástico, mostrado en la figura 7-4b y usando la ecuación (6-1):

$$x = A \sin ky \quad (6-1)$$

Con $k = (PI/EI)'$ Y usando la longitud efectiva $L' = KL$, se obtiene

$$x = A \sin \frac{\pi y}{KL} \quad (7-1)$$

Tomando el origen de coordenadas en un punto de inflexión, como se muestra en la figura 7-4b, se tiene en la parte superior de la columna:

$$\begin{aligned} y &= Y_1 & x &= x_1 \\ x_1 &= A \sin \frac{\pi y_1}{KL} \end{aligned} \quad (a)$$

En la parte inferior de la columna:

$$y = Y_2 - L \quad x = -x_2$$

Notando que $(\alpha - \beta) = \sin \alpha \cos \beta - \cos \alpha \sin \beta$,

$$x_2 = -A \left(\sin \frac{\pi y_1}{KL} \cos \frac{\pi}{K} - \cos \frac{\pi y_1}{KL} \sin \frac{\pi}{K} \right) \quad (b)$$

En el tope y la base de la columna, la pendiente es dx/dy , y se obtiene, de las ecuaciones (a) y (b):

$$\theta_1 = \frac{\pi A}{KL} \cos \frac{\pi y_1}{KL} \quad (c)$$

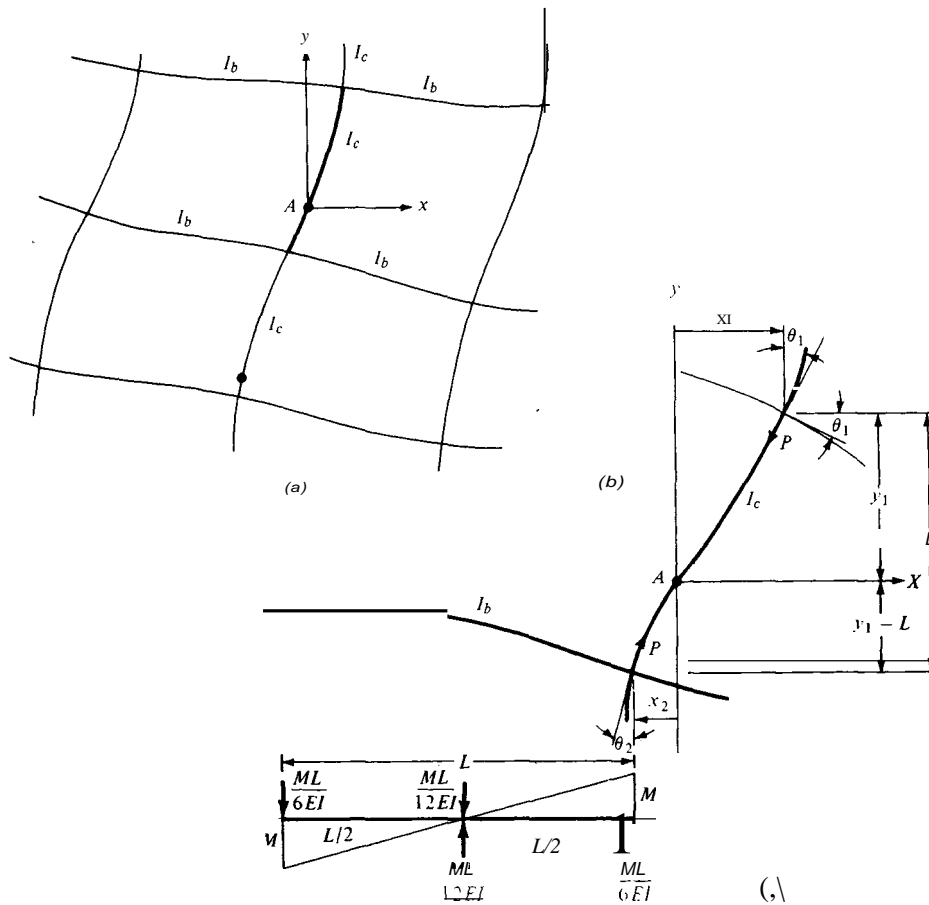


Figura 7-4 Marco elástico para la deducción de los términos G_c y G_b , a fin de obtener la longitud efectiva de la columna, KL . (a) Parte de un marco elástico. KL se define como la distancia entre los puntos de inflexión. (b) Elemento de la columna, aislado de (a), con la identificación de los términos usados en la deducción. (c) Viga conjugada y variación del momento (supuesta).

$$\theta_2 = \frac{I_A}{KL} \left(\cos \frac{\pi y_1}{KL} \cos \frac{\pi}{K} + \sin \frac{\pi y_1}{KL} \sin \frac{\pi}{K} \right) \quad (d)$$

Del diagrama de momentos flectores para la supuesta distribución de momentos de variación lineal a lo largo de la viga, como se muestra en la figura 7-4c, la pendiente de la viga en la unión con la columna (usando los principios de las vigas conjugadas).

$$\theta_1 = \frac{\sum P x_1 L_b}{\sum 6 E I_b} \quad \theta_2 = \frac{\sum P x_2 L_b}{\sum 6 E I_b}$$

donde se toma la suma (Σ) porque la carga y el momento provienen de ambas direcciones. De la anterior deducción de la ecuación de Euler, y sumando P , se obtiene

$$\Sigma P = \Sigma \left(\frac{\pi}{K} \right)^2 \frac{EI_e}{L_e}$$

Sustituyendo, se obtiene

$$\theta_1 = \frac{\Sigma(\pi/K)^2 EI_c / L_c x_1}{\Sigma 6EI_b / L_b} = \frac{1}{6} \left(\frac{\pi}{K} \right)^2 G_a x_1 \quad \text{donde } G_a = \frac{\Sigma EI_c / L_c}{\Sigma EI_b / L_b} \quad (e)$$

Similarmente,

$$\theta_2 = \frac{1}{6} \left(\frac{\pi}{K} \right)^2 G_b x_2 \quad (1)$$

Sustituyendo x_1 y x_2 se obtiene [usando las ecuaciones (a) y (b)]

$$\theta_1 = \left(\frac{\pi}{K} \right)^2 \frac{A}{6L_c} G_a \sin \frac{\pi y_1}{KL} \quad (g)$$

$$\theta_2 = \left(\frac{\pi}{K} \right)^2 \frac{A}{6L_c} G_b \left(\sin \frac{\pi y_1}{KL} \cos \frac{\pi}{K} - \cos \frac{\pi y_1}{KL} \sin \frac{\pi}{K} \right) \quad (h)$$

En la intersección columna-viga de los marcos rígidos, la rotación de la columna equivale a la rotación de la viga, de manera que igualando los dos valores de θ , se obtiene

$$\frac{\pi}{K} \frac{G_a}{6} \tan \frac{\pi y_1}{KL} = 1 \quad (i)$$

Igualando de manera semejante las ecuaciones (h) y (d), se obtiene

$$-\frac{\pi}{K} \frac{G_b}{6} \left(\tan \frac{\pi y_1}{KL} - \tan \frac{\pi}{K} \right) = 1 + \tan \frac{\pi y_1}{KL} \tan \frac{\pi}{K} \quad (j)$$

Sustituyendo el valor de $\tan \pi y_1 / KL$ de la ecuación (i), se obtiene

$$\frac{G_a G_b (\pi/K)^2 \cdot 36}{6(G_a + G_b)} = \tan \pi/K \quad (7-2)$$

Se puede programar la ecuación (7-2) para incrementos de G_a y G_b e iterar hasta obtener un valor de $F = \pi/K$ que satisfaga la igualdad. El valor de π/K así obtenido se usa para obtener k como

$$K = \frac{\pi}{F}$$

Se puede hacer un nomograma de G_a y G_b vs. K , como se muestra en la figura 7-Sa. Este nomograma lo desarrollaron inicialmente Julian y Lawrence en notas de clases no publicadas y ha sido citado en diversas referencias, que incluyen el libro del Structural Stability Research Council, *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*, 3^{ra} ed., editada por Johnston y publicada por John Wiley & Sons, Inc., Nueva York.

De una manera algo similar, ya que las condiciones de frontera son diferentes, se pueden desarrollar ecuaciones para G_a , G_b y K , en marcos restringidos contra traslación lateral como

$$\frac{G_a G_b}{4} \left(\frac{\pi}{K} \right)^2 + \frac{G_a}{2} + \frac{G_b (l - \frac{\pi/K}{\tan \pi/K})}{2} + 2 \frac{\tan \pi/K}{\pi/K} = 1 \quad (7-3)$$

También se puede programar esta ecuación para valores de G_a y G_b , y hallar el valor correspondiente de $F = \pi/K$ que satisfaga la igualdad. Este trazado se muestra en la figura 7-Sb.

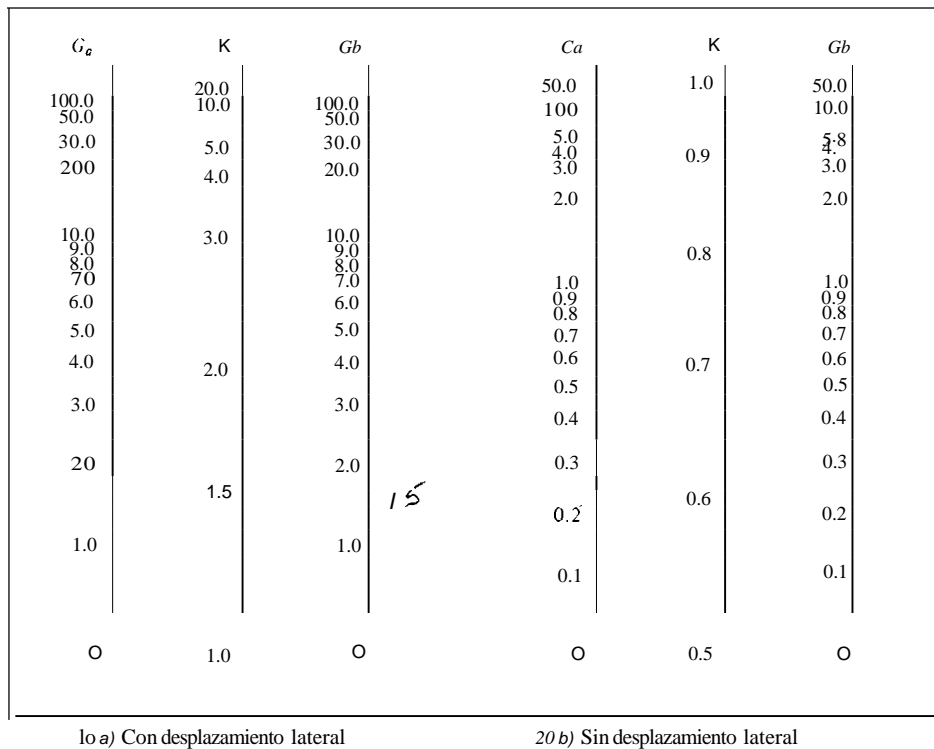


Figura 7-5 Nomogramas para determinar las longitudes efectivas de las columnas en marcos continuos, para las condiciones indicadas de restricción lateral.

El uso de ambos nomogramas de la figura 7-5 implica el cálculo de los valores de

$$G^a = \frac{\sum EI_c/L_c}{\sum EI_b/L_b} \quad (\text{en el extremo lejano de la columna}) \quad (7-4)$$

$$\text{y} \quad G^b = \frac{\sum EI_c/L_c}{\sum EI_b/L_b} \quad (\text{en el extremo cercano de la columna}) \quad (7-5)$$

Es evidente, de la derivación que implica a G_a y G_b , que si se llama G , a uno de los valores, el otro extremo produce a G ; (es decir, los valores se pueden usar en forma intercambiable).

Cuando $E =$ constante, se puede eliminar en las ecuaciones (7-4) y (7-5); sin embargo, cuando se desarrolle pandeo inelástico, se debe usar E en vez de E en la relación EI/L . Entre otras consideraciones se incluyen:

1. Cuando la columna está articulada en la base, la relación EI_b/L_b es cero, ya que el valor teórico de $1 - \cos$ da por resultado $G = \infty$. Se sugiere que se use para este caso un valor $G = 10$ ya que existen algunas dificultades para obtener una verdadera conexión articulada.
2. Cuando la columna está fija rígidamente a una base infinitamente rígida, la relación $EI_b/L_b = \infty$ y la G correspondiente $= 0$. Se sugiere para este caso que se use $G = 1.0$, ya que es difícil producir una conexión verdaderamente rígida.
3. Cuando la viga o trabe se use con la adecuada fijación a la columna de que se trate pero:
 - a. El extremo lejano está articulado: multiplíquese la relación EI/L , x 1.5.
 - b. El extremo lejano está fijo: multiplíquese la relación EI/L , x 2.0.
4. Si las vigas están conectadas simplemente a las columnas, véase p.ej., la figura 6-3.

El uso de los factores K obtenidos de la manera que se acaba de describir, ha sido requerido por el AISC desde 1963, y por la AASHTO desde 1974. Los factores K tienden a ser considerablemente mayores que los de la figura 6-3, que se usaban por el AISC con anterioridad a 1963. Como se han usado valores menores de K en estructuras que tenían una adecuada historia de servicios, se le ha dado un nuevo enfoque a la deducción de G_a , G_b y la K resultante. Yura indicó correctamente que cuando la relación KL/r fuera menor que C_c , se debía considerar el pandeo inelástico y que se debía usar E , en las ecuaciones (7-4) y (7-5) (véase The Effective Length of Columns in Unbraced Frames, *AISC Engineering Journal*, abril, 1971). El uso de E , es equivalente a

$$K_{inelástica} = \frac{EI}{E} K_{elástica} \quad (7-6)$$

Como $EI = \lambda E$ y $\lambda \leq 1$, se sigue que el uso de $K_{inelástica}$, da una $K_{inelástica} < K_{elástica}$.

Como EI es algo difícil de obtener, y recordando que en la deducción de las ecuaciones del AISC para F_a en la región inelástica,

$$0 < \frac{KL}{r} < C_e$$

se usó esencialmente un FS para F_{cr} , donde

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad F_a = \frac{F_{cr}}{SF}$$

y en la región elástica

$$F_a = \frac{F_{cr}}{SF(KL/r)^2}$$

Se sigue de dichas ecuaciones que (usando i = inelástico, e = elástico)

$$G_i = \frac{F_{ai}}{F_{ae}} G_e \quad (7-7)$$

Este cálculo deja a un lado el FS variable, que varía desde 1.67, para $KL/r = 0$ hasta 23/12 (se usará 1.92 para los cálculos manuales) para $KL/r = C$: Para la mayoría de las columnas en el rango de $KL/r = 40$ a 60, la variación del FS es esencialmente despreciable. El uso de la ecuación (7-7) requiere valores de F_{ae} como los de F_a ; para el mismo valor de KL/r , por lo que es necesario calcular una tabla de valores como la tabla II-7 o la VI-7 (SSDD) y el uso de $F_{ae} = F$: para corresponder con las especificaciones del AISC

$$F'_{e} = \frac{12\pi^2 E}{23(KL/r)^2} \quad (7-8)$$

Nótese que este valor es independiente de F_y . Los valores que se muestran en la tabla de $F'_e > F$, tienen como fin el uso de la ecuación (7-7), Y no para ser usados como esfuerzos reales que se pudieran usar en un diseño.

El uso de la ecuación 7-7 en un diseño real requiere iteración; esto es, se supone una columna; se calculan $0a$, $0b$ y se halla K ; se calculan KL/r y F'_e , F ; se revisan $0a$ y $0b$; y se halla un nuevo valor de K para

1. Varios ciclos, o
2. Hasta la convergencia, o
3. Hasta un valor límite arbitrario de K , como 1.2 ó 1.5.

Por supuesto que, si la sección elegida no resulta adecuada, se debe escoger una nueva sección y repetir los cálculos. Dizque propuso que (véase AISC *Engineering*

Journal, No. 2, 1973) se podría eliminar la iteración de K , usando $fa = P/A$ en lugar de Fa para obtener

$$G_i = G_e \frac{f_a}{F'_e} \quad (7-9)$$

En lugar de usar fa , que podría reducir G , excesivamente, se puede elegir usar $Fa = 0.6 F_y$. Nótese cuidadosamente, de nuevo, que el valor reducido de G se usa solamente cuando $KL/\tau < C_c$. Debe ser evidente por sí mismo que los valores de $K \leq 1.0$, no se deben ajustar.

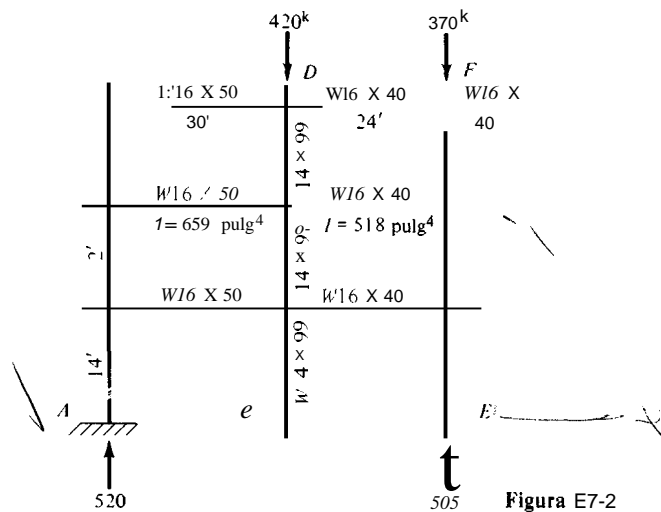
Ejemplo 7-2 Dada una porción del marco de un edificio de muchos pisos, con deflexión lateral no impedida y que se muestra en la figura E7-2; se supone que hay un soporte adecuado perpendicular al marco, de manera que no hay que considerar K , (por ejemplo, contacto estrecho con los muros interiores de mampostería); $F'' = 36$. Diseñense las columnas CD, usando las especificaciones del AISC..

SOLUCION Supóngase que $KL \cong 14$ pies, y se usa la tabla 11-4 para obtener una sección tentativa W14 x 99:

$$\begin{aligned} A &= 29.10 \text{ pulg}^2 & \tau_y &= 3.71 \\ t, &= 1110.0 \text{ pulg}^4 & \frac{r_x}{\tau_y} &= 1.66 \end{aligned}$$

Calcúlese

$$\frac{KL}{e} = \frac{14(12)}{3.71(1.66)} = 27.2 < e_e$$



Hállese K : úsese W14 x 99 en tres pisos: /

$$G^a = G^{\text{topo}} = \frac{\sum I_c / L_c}{\sum I_b / L_b} = \frac{1110/14 + 1110/12}{659/30 + 518/24} = 3.94$$

Redúzcase por efectos inelásticos:

$$f_a = \frac{520}{29.1} = 17.86 \text{ ksi/pulg}^2$$

Obtégase de la tabla U-S el valor $KL/r = 55$, para $r_x = 17.9$. Para $KUr = 55$ se calcula

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{23/12 \times 55^2} = 49.4 \text{ kip/pulg}^2 \text{ (calculado también en la tabla 11-7)}$$

El valor revisado de

$$G = G_a \left(\frac{f_a}{F_e} \right) = 3.94 \left(\frac{17.9}{49.4} \right) = 1.43$$

Se nota, para G_b , que la columna está fija respecto a la base, de modo que $G_b = \infty$;

$$G_b = \frac{\sum I_c / L_c}{\sum I_b / L_b} = \frac{1110/14}{0} = \infty \text{ se usa } 10$$

Este valor no se reduce por comportamiento inelástico. Se obtiene, de la figura 7-50, $K = 1.38$. Con $K = 1.38$,

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{1.38(14)(12)}{3.71(1.66)} = 37.6$$

Se obtiene de la tabla U-5, con este valor de KL/r ,

$$F_a = 19.37 \text{ kip/pulg}^2$$

$$P_{perm} = 29.1(19.37) = 563.6 > 520 \text{ kip/pulg}^2$$

Como este valor es unos 40 kips más grande de lo necesario, se probará una sección W14 x 90:

$$I_x = 999.0 \text{ pulg}^4 \quad r_y = 3.70 \text{ pulg} \quad \frac{r_x}{r_y} = 1.66 \quad A = 26.50 \text{ pulg}^2$$

$$G_a = \frac{999/14 + 999/12}{659/30 + 518/24} = 3.55$$

$$f_{Ja} = \frac{520}{26.50} = 19.62 \text{ kip/pulg}^2 - \frac{KL}{r} = 34 \quad (\text{tabla 11-5})$$

Se obtiene de la tabla 11-7 (nótese que esta tabla se obtuvo en la computadora, utilizando un $FS = 23/12$):

$$F'_e = 129.18 \text{ kip/pulg}^2$$

$$G_a = 3.55 \left(\frac{19.62}{129.18} \right) = 0.54$$

$G_c = 1$, como antes, y, de la figura 7-5a, se obtiene $K = 1.25$.

$$\frac{KL}{r} = 1.25(14)(12)/(3.70 \times 1.66) = 34.2$$

$$F_a = 19.64 \text{ kip/pulg}^2 \quad (\text{tabla 11-5})$$

$$P_a = 26.50(19.64) = 520.5 > 520 \text{ kips} \quad \text{Correcta}$$

Se usará una sección W14 x 90 para la columna 1.

Ejemplo 7-3 Dado el marco de la figura E7-3, con posible desplazamiento lateral, se usarán las especificaciones del AISC y $F_y = 345 \text{ MPa}$ para hallar el tamaño requerido de las columnas. Usese la misma sección para ambas.

SOLUCION Hágase una estimación inicial del tamaño de la columna, de modo que $KL/r = 40$, para la que $F_a = 178.2 \text{ MPa}$. Para $F_a = 178.2 \text{ MPa}$, el área tentativa de la columna es

$$A = \frac{2400}{178.2} = 13.5 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

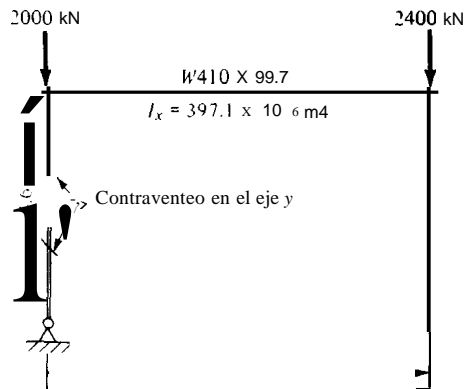


Figura E7-3

Pruébese W250 x 114.6:

$$A = 14.58 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$r_x = 114.05 \text{ mm}$$

$$I_x = 189.4 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$G_a(\text{tope}) = \frac{189.4/4.6}{397.1/6.5} = 0.673$$

$$f_a = \frac{2400}{14.58} = 164.6 \text{ MPa} \quad \frac{KL}{r} = 53 \quad (\text{tabla VI-6})$$

$$F_c = \frac{172(200)}{23/12 \times 53^2} = 366.6 \text{ MPa} \quad (\text{También tabla VI-7})$$

Valor ajustado de $G_a = 0.673(164.6/366.6) = 0.302$.

Columna de la derecha:

$$G_b = \frac{189.4/4.6}{0} = \infty \quad \text{úsese } 1.00 \quad (\text{Recomendación del AISC})$$

Columna de la izquierda:

$$G_b = \frac{189.4/4.6}{0} = \infty \quad \text{úsese } 10.0 \quad (\text{recomendación del AISC})$$

Obténgase de la figura 7-50:

$$K = 1.2 \quad \text{para la columna de la derecha}$$

$$K = 1.75 \quad \text{para la columna de la izquierda}$$

Compruébese primero la columna de la izquierda, ya que K es mucho mayor que en la columna de la derecha:

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.75(4.6 \times 1000)}{114.05} = 70.6$$

$$F_a = 143.7 \text{ MPa} \quad (\text{tabla VI-6})$$

$$P_a = A F_a = 14.58 \times 143.7 = 2095 \text{ kN} > 2000 \quad \text{Correcta}$$

Compruébese ahora la columna de la derecha:

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.2(4.6 \times 1000)}{114.05} = 48.4$$

$$F_a = 169.7 \text{ MPa}$$

$$P_a = 14.58(169.7) = 2474.2 > 2400 \text{ kN} \quad \text{Correcta}$$

Una solución; se usan secciones W250 x 114.6.

///

Ejemplo 7-4 Repítase el ejemplo 7-3 con el desplazamiento lateral restringido.

SOLUCION Una solución sería usar $K = 0.80$ para la columna de la izquierda de acuerdo con la figura 6-3b; correspondientemente, se obtendrá $K = 0.65$, usando la figura 6-30 para la columna de la derecha, y usando en ambos casos los valores "recomendados" de diseño. Alternativamente, se puede usar la figura 7-5b.

Como K tiene que ser menor que 1.0, se usará la "experiencia" del problema anterior para comprobar una sección algo más ligera. Pruébese una sección W250 x 101.2

$$A = 12.9 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \quad r_x = 112.78 \text{ mm} \quad L; = 164.0 \times 10^{-6} \text{ m}$$

$$G_i = \frac{164/4.6}{397.1/6.5} = 0.583$$

$$f_{ja} = \frac{2400}{12.9} = 186 \text{ MPa} \quad \frac{KL}{r} = 31.6$$

$$F'_e = 1032 \text{ MPa} \quad (\text{Interpolando en la tabla VI-7})$$

$$G_a = 0.583 \left(\frac{186}{1032} \right) = 0.105$$

$$G_b = 10 \quad \text{para la columna de la izquierda}$$

$$G_b = 1.0 \quad \text{para la columna de la derecha}$$

Usando la figura 7-5b, se obtiene

$$K = 0.72 \quad \text{para la columna de la izquierda}$$

$$K = 0.65 \quad \text{para la columna de la derecha}$$

Compruébese la columna de la derecha:

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{0.65(4.6 \times 1000)}{112.78} = 265 \quad F_a = 190.3 \text{ MPa}$$

$$P_r = 12.9(190.3) = 2455 > 2400 \text{ kN} \quad \text{Correcta}$$

Compruébese la columna de la izquierda

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{0.75(4.6 \times 1000)}{112.78} = 30.6 \quad F_a = 186.8 \text{ MPa}$$

$$P_r = 12.9 \times 186.8 = 2410 > 2000 \text{ kN} \quad \text{Correcta}$$

///

Se usará un W250 x 101.2.

7-4 DEDUCCION DE LAS FORMULAS DE DISEÑO PARA VIGAS-COLUMNAS

Antes de la sexta edición de 1963 del AISC *Manual of Steel Construction*, el diseño de los miembros a compresión sometidos a flexión, se obtenía como

$$f_a + f_b \leq F_{perm}$$

Dividiendo esta ecuación por $F_{perm} = F_a$, se obtenía la ecuación de interacción, con un uso muy amplio (AISC, AASHTO y AREA) y con flexión con respecto a ambos ejes, I_{bx} , I_{by} así como con carga axial, en la forma siguiente

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_b} + \frac{f_{by}}{F_b} \leq 1 \quad (7-10)$$

Antes de 1963, el valor de $F_{bx} = F_{by} = F_b$. Se recuerda ahora que F_c depende de diversos factores, que incluyen la longitud no soportada y los criterios de la sección compacta, y en general el AISC permite

- $F_{bx} = 0.66 F_y$
- o $F_{bx} = 0.6 F_y$
- o $F_{bx} =$ Valores tomados de las ecuaciones (1.5-6a), (1.5-6b) ó (1.5-7)
- $F_{by} = 0.75 F_y$ para los perfiles W, debido a que tienen patines sólidos rectangulares //

En general, la ecuación (7-10) se usa solamente en ciertas condiciones limitadas de esfuerzo. Para el resto de los casos de esfuerzo, se usan otras fórmulas basadas en la investigación, el diseño plástico, y los conceptos de estabilidad elástica. Estas condiciones se desarrollarán parcialmente en algunos de los párrafos que siguen, de manera que el profesionista tenga alguna idea de cómo proceder si el diseño se apartara de la rutina.

Refiérase a la figura 7-6 para ver una sección rectangular corta ($L/r \rightarrow 0$), de dimensiones $b \times d$, que está sometida a esfuerzos tanto por una fuerza axial como por un momento, suficiente para desarrollar una articulación plástica. El momento plástico, en presencia de una fuerza de compresión P es

$$M_{pc} = \frac{\sigma_y b}{4} (d^2 - 4y_o^2) \quad (a)$$

Sustituyendo y_o (que se muestra en la figura 7-6), se obtiene

$$M_{pc} = \frac{\sigma_y b}{4} \left(d^2 - \frac{P^2}{b^2 \sigma_y^2} \right) \quad (b)$$

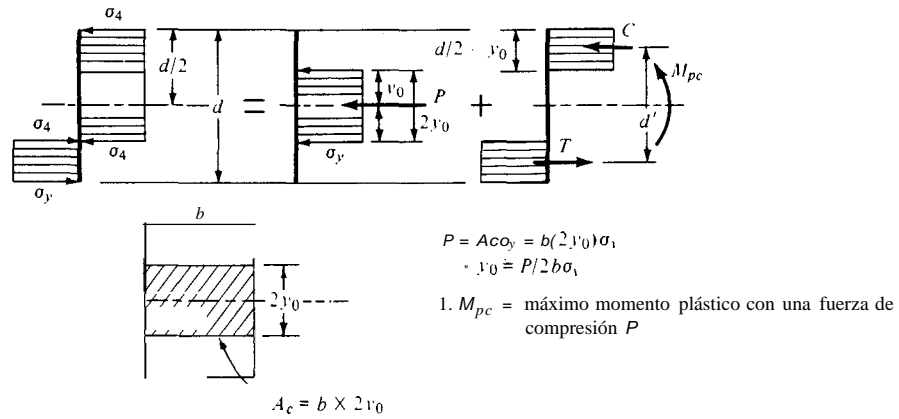


Figura 7-6 Formación de una articulación plástica en un miembro muy corto sometido simultáneamente a fuerza axial y momento.

Multiplicando la relación de P por $d/d \gg$ y notando que $b^2 d^2 / 4 = P_y^2$, se obtiene

$$M_{pe} = \frac{P_y b d^2}{4} \left(1 - \frac{P^2}{P_y^2} \right) \quad (e)$$

Sin embargo, de la sección 3, ejemplo 3-3, $M_i = P_y b d^2 / 4$; se obtiene, por consiguiente

$$\frac{M_{pc}}{M_p} = 1 - \left(\frac{P}{P_y} \right)^2 \quad (7-11)$$

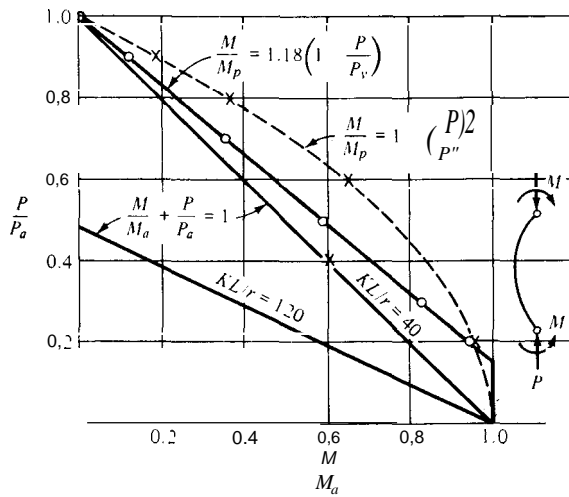


Figura 7-7 Se muestra la gráfica de las ecuaciones de interacción. P_o Y M_i = valores permisibles.

Aunque los desarrollos anteriores se han hecho para una sección rectangular, son también válidos para todos los perfiles (incluyendo W, S, y M). En la figura 7-7 se muestra una gráfica de la ecuación (7-11). También se muestra la gráfica de una ecuación lineal de la forma

$$\frac{M_{pc}}{M_p} = 1.18 \left(1.0 - \frac{P}{P_y} \right) \quad (d)$$

Si se trazara

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M}{M_p} = 1.0 \quad (e)$$

Para $KLlr = 40$ y para $KLlr = 120$, se podrían obtener las líneas rectas que aparecen también en la figura 7-7. Estas curvas tendrán algún error, ya que se ha ignorado el efecto $P-\Delta$. Se podría usar un método iterativo para incluir el efecto $P-\Delta$ como en la ecuación (b) de la sección 7-2. Sin embargo, se puede demostrar [véase, por ejemplo, Timoshenko y Gere, *Theory of Elastic Stability*, 2a. ed. (Nueva York: McGraw-Hill Book Company), sección 1-11] que es suficientemente exacto (con un error del orden de 1 a 2 por ciento) amplificar el momento debido a $P-\Delta$:

$$M' = \frac{M_0}{1 - (P/P_e)} \rightarrow \frac{M_0}{1 - (f_a/F_e')} \quad (j)$$

A este factor se le puede llamar *factor de amplificación*, ya que su efecto es amplificar o aumentar M_0 . Este valor se ha usado en las curvas que aparecen en las figuras 7-8 a 7-10. La razón P/P_e es la relación entre la carga real de la columna y la carga de la columna de Euler, y f_a/F_e' es sencillamente el resultado de dividir ambas cargas por el área de la columna. Con este ajuste en el momento flector, se puede reescribir la ecuación (e) para obtener

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M}{M_p(1 - f_a/F_e')} = 1 \quad (g)$$

En la figura 7-8 se muestra una gráfica de la situación de las cargas cuando $M_1 = M_2 = M$, y en la figura 7-9, el caso cuando $M_1 = M$ y $M_2 = 0$. Estas dos gráficas representan el rango extremo de los casos cuando se carga una columna con momentos terminales, como sucede en un marco de edificio. Las curvas que se muestran en las figuras 7-8 y 7-9 se han trazado usando una modificación de la ecuación (e), propuesta por Galambos y Ketter (*Transactions, ASEE*, Vol. 126, páginas 1-25, 1961), que da para iguales momentos en los extremos:

$$\frac{M}{M_p} = 1 - C \left(\frac{P}{P_y} \right) - D \left(\frac{P}{P_y} \right)^2 \quad (h)$$

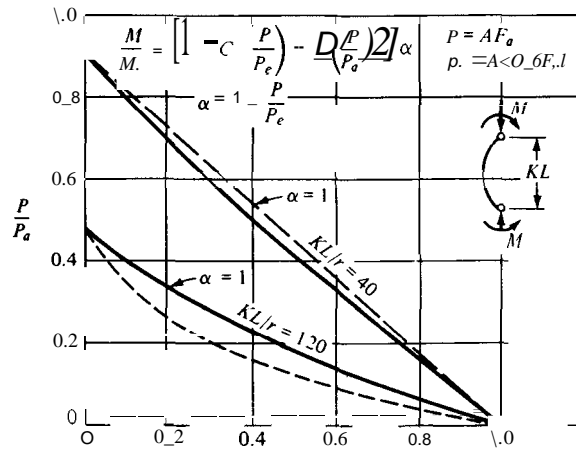


Figura 7-8 Influencia de KL/r y el factor de amplificación sobre la interacción de las columnas.

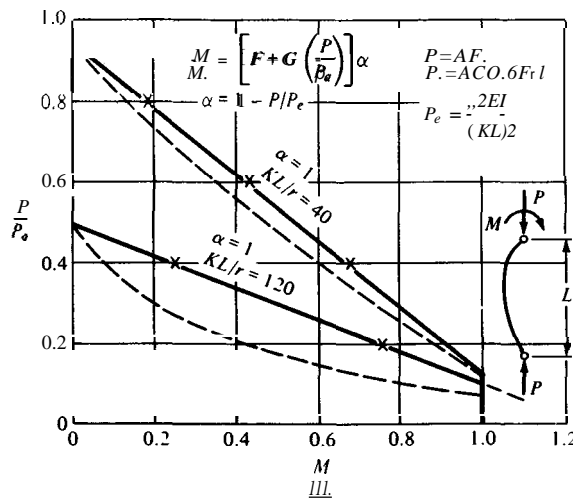


Figura 7-9 Gráfica de KL/r de 40 y 120 para una columna con momento en un extremo.

y para momentos desiguales en los extremos, una ecuación lineal de la forma

$$\frac{M}{M_p} = F - G \left(\frac{P}{P_y} \right) \quad (i)$$

Los coeficientes dependen de KL/r , y entre los diversos valores dados por Galambos y Ketter, se encuentran los siguientes:

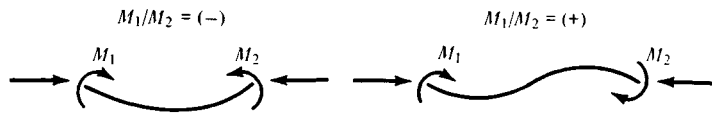
KL/r	e	D	F	G
0	0.42	0.77	1.13	1.11
20	0.70	0.46	1.14	1.18
40	0.99	0.17	1.16	1.23
80	1.81	-0.72	1.19	1.52
120	3.16	-2.51	1.25	2.53

Las gráficas que se han hecho utilizando las ecuaciones (h) e (i) son razonablemente satisfactorias para todos los casos con momentos extremos iguales, pero es bastante conservador para aquellos casos de momentos extremos desiguales, en particular para el extremo de $M_2 = 0$. Esto se puede tener en cuenta por medio de un factor de reducción C_m . Entre los varios valores propuestos por los investigadores se tienen los dos siguientes:

$$C_m = 0.60 - \frac{0.4M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (7-12a)$$

$$C_m = \frac{1}{1.75 - 1.05M_1/M_2 + 0.3(M_1/M_2)^2} \geq 0.4 \quad (7-12b)$$

Se puede tomar nota de que la recíproca de la ecuación (7-12b) se usa como el factor de amplificación para las vigas sin soporte lateral. La ecuación (7-12a) se usa como C_m en las especificaciones de diseño del AISC y de la AASHTO. Es necesario considerar los signos de la manera siguiente, cuando se usa la razón M_1/M_2 y donde M_1 es el menor de los dos valores de los momentos extremos:



Esto está de acuerdo con la definición de C ; (es decir, la flexión con curvatura simple es más crítica en el caso de la inestabilidad por pandeo que la curvatura doble y, de una manera similar, se reducirán los efectos $P-\Delta$).

Por lo general, el efecto del uso de C_m es disminuir el efecto del factor de amplificación y se ilustra en la figura 7-10. El uso de C_m produce una intersección de la curva real de interacción de la columna con la curva de

$$\frac{M}{M_p} + \frac{1.18P}{P_u} = 1.18 \quad [\text{reordenando la ecuación (d)}]$$

para valores diferentes de $M_1/M_2 = 1.0$ y con una rapidez determinada por la relación M_1/M_2 . A la derecha de la intersección de las dos curvas, la ecuación (d) es la que rige. Esta situación requiere el uso de dos ecuaciones para el diseño, y luego utilizar el valor más crítico de

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M}{M_p} \left(1 - \frac{1}{P/P_e C_m} \right) = 1.0 \quad (h)$$

$$\text{ó,} \quad \frac{M}{M_p} + 1.18 \frac{P}{P_y} = 1.18 \quad (d)$$

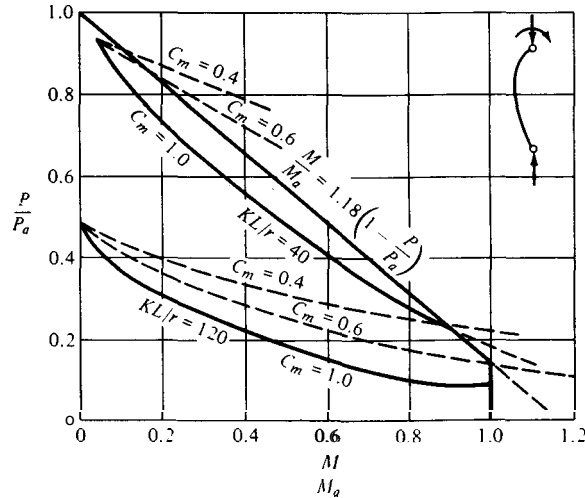


Figura 7-10 Gráfica de la interacción de columnas con un momento de extremo, y con el efecto de usar C_m como comparación (líneas de puntos).

Esto se debe a que resulta más fácil resolver para el valor más crítico usando las dos ecuaciones que hacer una gráfica y localizar la intersección y luego usar la ecuación que gobierne. Estas ecuaciones se ajustan para su uso en el diseño por la sustitución de P_{cr} por P , y M_{perm} por M_p , y con un área de sección y un módulo de sección para obtener los esfuerzos. Esto da

$$F_a = \frac{A}{X} \frac{F_y}{SF} \quad f_a = \frac{P}{A}$$

F_b = esfuerzo permisible de flexión

$$f_b = \frac{M}{S}$$

Combinando los términos y extendiendo el caso a la flexión biaxial, se obtiene

AISC Ec. 1.6-1a

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{(1 - f_a/F'_{ex}) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{(1 - f_a/F'_{ey}) F_{by}} \leq 1.0 \quad (7-13)$$

y

AISC ecuación (1.6-1b)

$$\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{lb_x}{F_{bx}} + \frac{lb_y}{F_{by}} < 1 \quad (7-14)$$

Haciendo nuevamente referencia a la figura 7-7, se nota que no hay ninguna reducción en la capacidad de momento hasta que $PIP_y > 0.18$, de manera que redondeando 0.18 a 0.15 por conveniencia y para ser conservadores, se obtiene:

Limitación de $f_a/F_a \leq 0.15$: ecuación (1.6-2) del AISC

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} < 1 \quad (7-15)$$

Como las ecuaciones (7-13) a (7-15) son muy elaboradas, excepto en una computadora. multipliquemos todas por AF_a para obtener [usando la ecuación (7-13), $\sin f_b Y$ para una particular demostración]:

$$f_a A + \frac{C_m f_b A F_a}{(1 - f_a/F_e) F_b} = A F_a$$

pero $f_a A$ = la carga P real de la columna y $A F_a$ = carga máxima permisible en la columna, P_o (y no es el mismo valor que se muestra en las figuras 7-8 Y 7-9, Y que se usó para desarrollar las curvas en dichas figuras). Notando además que $f_b = M/S$, se define $AIS = B$, se multiplica f_a/F_e por A/A , se toma $F_e A = P_e = 0.149 \times 10^6 / (KL/r)^2$ kip/pulg- (unidades p lb seg). Se obtiene el siguiente resultado para la flexión con respecto al eje X:

$$P + C_{mx} B_x M_x \left(\frac{F_a}{F_{bx}} \right) \frac{a_x}{a_x - P(KL)^2} \leq P_{perm}$$

donde $a_x = 0.149 A r^2 \times 10^2$ kip/pulgs (unidades p lb seg)

$P(KLP = \text{kip/pulg-}$

Por analogía, la ecuación (7-13) se convierte en

$$P + B_x C_{mx} M_x \frac{F_a}{F_{bx}} \frac{a_x}{a_x - P(KL_x)^2} + B_y C_{my} M_y \frac{F_a}{F_{by}} \frac{a_y}{a_y - P(KL_y)^2} < P_{perm} \quad (7-13a)$$

Para la ecuación (7-14), se obtiene de una manera similar

$$P \frac{F_a}{0.6F_y} + B_x M_x \frac{F_a}{F_{bx}} + B_y M_y \frac{F_a}{F_{by}} \leq P_{perm} \quad (7-140)$$

Cuando f_a/F_a (O P/P_a) ≤ 0.15 , se puede obtener

$$P + B_x M_x \frac{F_a}{F_{bx}} + B_y M_y \frac{F_a}{F_{by}} \leq P \quad (7-15a)$$

Un cuidadoso análisis de estas ecuaciones demuestra que F_a se basa en P_{cr} , que depende a su vez del *valor crítico de KL/r* . La resistencia a la flexión y cualquier amplificación/reducción de los efectos del momento será con respecto al eje de flexión que tengan los subíndices indicados. Así, en muchos problemas, el esfuerzo axial permisible, \bar{F}_a , se basará en KL/r , pero el término $P(KL)/Z$ dependerá del eje que resista la flexión. Como el eje X es el que se usa generalmente, será el producto $P(KL)/Z$ el que se requerirá comúnmente.

En general, se considera que la forma modificada de estas ecuaciones de interacción son más fáciles de usar, ya que el lado derecho (P_{rem}) se puede tabular para unas cuantas secciones de columnas, y para varias longitudes supuestas de columnas, basadas en KL/r . De manera similar, se pueden calcular y tabular los términos a , a_y , B , y B_y . Estos valores se muestran en las tablas 11-4 ($F_y = 36$ kip/pulg-) y VI-4 ($F_y = 250$ MPa) para los perfiles W usados comúnmente como columnas. El manual del AISC tiene también estas tabulaciones para acero $F_y = 50$ kip/pulg- e incluye el uso de perfiles S y secciones de tubos y tuberías.

7-5 DETERMINACION DEL COEFICIENTE C_m DE REDUCCION POR INTERACCION

Cuando una columna de un marco estructural está restringida contra la traslación lateral, y tiene momentos en los extremos, como se ilustra en las figuras 7-8 a 7-10, y 7-11a, el valor de C_m se calcula usando la ecuación (7-12a):

$$C_m = 0.6 - \frac{0.4M_1}{M_2} \geq 0.4$$

poniendo atención en los signos (simple curvatura = - M_1/M_2). Nótese también que M_1 se define como el menor de los valores de los dos momentos extremos. Cuando sea posible el desplazamiento lateral (figura 7-11b), la especificación del AISC permite

$$C_m = 0.85 \quad (\text{hay desplazamiento lateral})$$

Cuando la columna tenga cargas transversales, como en la figura 7-11c, se usará

$$C_m = 1.0 + \frac{\psi_a f_a}{F_e}$$

donde f_a = esfuerzo real en la columna

F'_e = esfuerzo de Euler, como se definió anteriormente (incluyendo FS = 23/12)
 Ψ = factor determinado de la figura 7-11d, y que depende de la restricción en los extremos y de la carga transversal.

7-6 FORMULAS DE DISEÑO DE LA AASHTO y EL AREA, PARA VIGAS-COLUMNAS

El diseño de la AASHTO usando el esfuerzo de trabajo utiliza esencialmente las mismas ecuaciones que el AISC con algunos ajustes adicionales del factor de amplificación. El factor C_m se define de manera similar al del AISC.

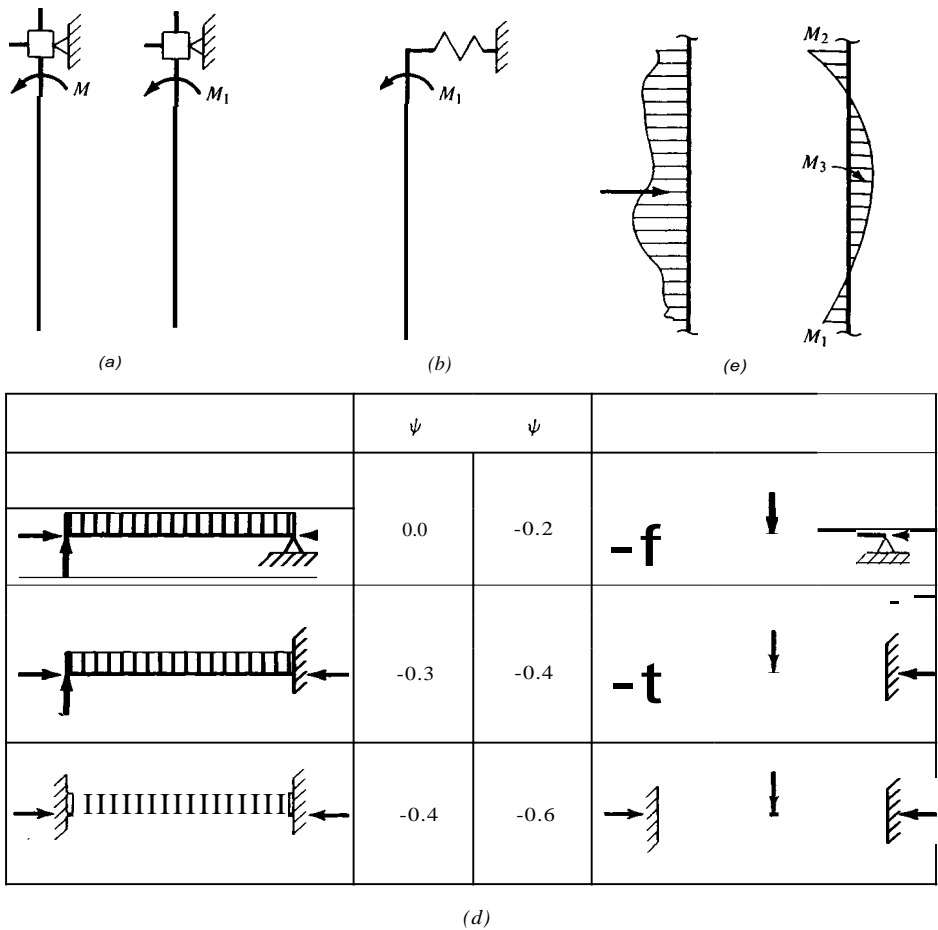


Figura 7-11 Factor de reducción C_m' para las ecuaciones de interacción de vigas-columnas. (o) Sin desplazamiento lateral: $C_m = 0.6 - 0.4M_1/M_2$. (b) Con desplazamiento lateral: $C_m = 0.85$. (e) Columnas con carga transversal: $C_m = 1 + F'e$. (d) Se muestran diversos casos de carga transversal y factores .

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx}f_{bx}}{(1 - f_a/F_{ex})F_{bx}} + \frac{C_{my}f_{by}}{(1 - f_a/F_{ey})F_{by}} \leq 1 \quad (7-17)$$

$$y \quad \frac{f_a}{0.472F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} < 1 \quad (7-18)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{2.12(KL/r)^2}$$

En general, se usa $C_m = 0.85$ para las condiciones en los extremos, de las figuras 7-11b y e; se usa $C_m = 1.0$ cuando el momento interior es mayor que los valores en los extremos, o con un momento interior y un momento cero en los extremos.

Las ecuaciones del AREA son similares a las ecuaciones del AISC. Para $f_a/F_a > 0.15$:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{(1 - f_a/F_{ex})F_{bx}} + \frac{f_{by}}{(1 - f_a/F_{ey})F_{by}} \leq 1 \quad (7-19)$$

donde

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{1.431(KL/r)^2}$$

Además, en los puntos soportados lateralmente en el plano de flexión:

$$\frac{f_a}{0.55F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1 \quad (7-20)$$

Para $f_a/F_a \leq 0.15$, se usa

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1 \quad (7-21)$$

7-7 DISEÑO DE VIGAS-COLUMNAS USANDO LAS ECUACIONES DE INTERACCION

El diseño de vigas-columnas usando las ecuaciones de interacción es esencialmente un proceso de ensayo (iterativo). Se selecciona tentativamente una sección y se analiza, y si la sección es muy pequeña, se elige una nueva sección, y se repite el proceso hasta que se obtenga una sección satisfactoria (tanto en resistencia como en peso). Se pueden delinear los pasos como sigue:

1. Determinése la fuerza axial y los momentos de las columnas. Se notará que este paso es también iterativo, ya que no se encuentran los valores indeterminados de un marco, hasta que se haya usado una sección tentativa en el análisis.

2. Calcúlese K para obtener KL . Puede que sea necesario determinar tanto K , como K_y , dependiendo de las condiciones en los extremos de la columna y del soporte lateral.
3. Estímese la contribución del momento (y se usará la flexión con respecto a un solo eje como ilustración) como una carga axial equivalente ΔP :

$$\Delta P = e_m B M \frac{F_a}{F_b} \beta \quad \text{usando una parte de la ecuación (7-13a)}$$

$$\text{o} \quad \Delta P = B M \frac{F_a}{F_b} \quad \text{usando una parte de la ecuación (7-14a)}$$

La inspección de la tabla 11-4 (o VI-4) indica que

$$C_{mx} B_x \frac{F_a}{F_{bx}} \beta = 0.2 \text{ a } 0.3 \quad (6.5 \text{ a } 900 \text{ en SI})$$

$$\text{y} \quad B_x \frac{F_a}{F_{bx}} = 0.1 \text{ a } 0.2 \quad (3.3 \text{ a } 6.5 \text{ en SI})$$

$$\beta = \text{estimado para } \frac{a_x}{a_x - P(KL_x)^2}$$

Los valores de la flexión con respecto al eje Y son considerablemente mayores, pero es posible hacer una estimación similar. Si se desea, se puede hacer una estimación de ΔP de una manera algo parecida para usar las ecuaciones de la AASHTO y el AREA.

4. Calcúlese la carga equivalente permisible como

$$\begin{aligned} P_{eq} &= P + \Delta P = P + (0.2 \text{ a } 0.3)M \quad (\text{Men pulg kips}) \\ &= P + (6.5 \text{ a } 9.0)M \quad (M \text{ en kN} \cdot \text{m y SI}) \end{aligned}$$

- 50 Entrese con este valor de P en una tabla como la 11-4 o VI-4 (o en el Manual del AISC, o en tablas que se han preparado para el diseño usando una computadora) con el valor de KL y así obtener el P_{abla} . Si $K_x/K_y \leq r_x/r_y$, rigen los valores de KL/r_x ; si $K_x/K_y > r_x/r_y$, rige la relación KL_x/r_x . Yes preciso usar un valor ajustado de KL' para entrar en dichas tablas, valor que se obtiene como

$$KL' = \frac{KL_x}{r_x/r_y}$$

Es necesario usar fx/r_x , ya que la relación es fija para una sección pero no se conoce hasta que no se haya seleccionado tentativamente una sección.

6. Regístrense P_{abla} , A , r_x , fx/r_x , L_e , t ; B_f , y a ; Se necesitan L_e y t ; de modo que se pueda hacer una rápida determinación de F_b .

$$F_c = 0.66F_y \quad \text{si } L_{no\text{ soportada}} \leq L_e$$

$$F_c = 0.6F_y \quad \text{si } L_{no\text{ soportada}} \leq L;$$

$$F_c = \text{valor calculado de la ecuación (4-23), (4-26), o (4-27) si } L_{no\text{ soportada}} > L;$$

La longitud no soportada es la *real* y no el valor KL , y se toma con respecto al eje de flexión.

7. Calcúlese el valor crítico de KL/r , obténgase o calcúlese F_a' y calcúlese $I_0 = P/A$. Véase $silo/F_a \leq 0.15$. Si es menor la relación, úsese la ecuación (7-15) para ver si la sección es adecuada. $Silo/F_a > 0.15$, será necesario comprobar *ambas* ecuaciones, la (7-130) y la (7-140). Calcúlese en este caso:

$P(KL)^2$ úsese el valor de KL con respecto al eje de flexión, el que puede ser diferente del valor crítico de KL/r usado para calcular el esfuerzo axial permisible F_a .

8. Verifíquese tanto la ecuación (7-130) como la ecuación (7-140) para satisfacer

$$P + P_{eq} \leq P_{tabla}$$

Se debe tratar de obtener una igualdad tan estrecha como sea posible con una de las ecuaciones (no se puede hacer simultáneamente con ambas ecuaciones) y si:

$P + P_{eq} \ll P_{tabla}$ invéstiguese una sección más ligera

$P + P_{eq} > P_{tabla}$ se usará una sección mayor para satisfacer el diseño

Teniendo cuidado y haciendo un examen preliminar de la tabla 11-4 (o VI-4), se puede obtener una sección adecuada en uno a tres ensayos. Esto es posible puesto que las tablas muestran poco cambio en r/r_y y B para las dos o tres secciones a cada lado de la sección elegida.

Ejemplo 7-5 Dados la columna y los momentos flectores de la figura E7-5, como parte del marco de un edificio, en el que es posible el desplazamiento lateral, se limitará la sección de la columna a una I_0 mayor que una W12. Usense las especificaciones del AISC y acero A-36. Selecciónese una sección

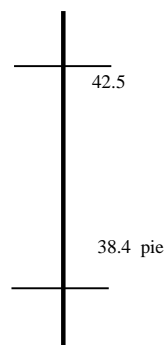


Figura E7-S

tentativa y úsense las ecuaciones básicas (7-13), (7-14) o (7-15), según sean aplicables.

SOLUCION Para mantener el diseño de una viga-columna usando las ecuaciones de interacción en perspectiva, se supondrá que $K_y = 1.3$ y $K_v = 1.0$, Y que los valores de K no cambian con el tamaño de la sección.

$$C_m = 0.6 - 0.4\left(+\frac{38.4}{42.5}\right) = 0.24 < 0.4$$

Úsese $C_m = 0.85$, con *desplazamiento lateral*. Después de estudiar un poco la tabla 11-4 (con $P < 110$), se ensayará la sección W12 x 50:

$$A = 14.7 \text{ pulg}^2 \quad (\text{Se usa la tabla 11-4}) \quad p_{\text{perm}} = 236 \text{ kip/pulg}^2$$

$$r_y = 1.96 \text{ pulg} \quad \frac{KL}{r_y} = \frac{144}{1.96} = 73.5$$

$$\frac{r_x}{r_y} = 2.64 \quad F_a = 16.06 \text{ kip/pulg}^2 \quad (\text{tabla 11-5})$$

$$L_e = 8.5 < 12 \quad L_u = 19.6 > 12 \rightarrow F_b = 0.6F_y = 22 \text{ kip/pulg}^2$$

$$S_x = 64.7 \text{ pulg}^3 \quad (\text{tabla 1-3})$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{110}{14.7} = 7.48 \text{ kip/pulg}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{7.48}{16.06} = 0.47 > 0.15$$

Se han de usar ambas ecuaciones, la (7-13) y la (7-14):

$$F_c = \frac{\pi^2 E}{1.92(KL/r_x)^2} = \frac{\pi^2 E}{1.92(36.2)^2} = 113.8 \text{ kip/pulg}^2$$

$$\beta = 1 - \frac{f_a}{F_c} = 1 - \frac{7.48}{113.8} = 0.934$$

$$f_{bx} = \frac{M}{S_x} = \frac{42.5(12)}{64.7} = 7.88 \text{ kip/pulg}^2$$

Por la ecuación (7-13);

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\beta F_{bx}} \leq$$

$$0.47 + \frac{0.85(7.88)}{0.934(22)} = 0.796 < 1.0$$

Por la ecuación (7-14):

$$\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} < 1$$

$$\frac{7.48}{22} + \frac{7.88}{22} = 0.70 < 1$$

Ensáyese una sección menor -pruébese W12 x 40:

$$A = 11.80 \text{ pulg}^2 \quad f_a = \frac{110}{11.80} = 9.32 \text{ kip/pulg}^2$$

$$r_y = 1.94 \text{ pulg} \rightarrow \frac{KL}{r_y} = 74.2 \quad F_a = 15.98 \text{ kip/pulg}^2$$

$$\frac{r_x}{r_y} = 2.64 \quad \frac{KL_x}{r_x} = \frac{1.3(12)(12)}{1.94(2.64)} = 36.6$$

$$L_u = 16 > 12 \text{ ft} \rightarrow F_b = 0.6F_y = 22 \text{ kip/pulg}^2$$

$$S_x = 51.9 \text{ pulg}^3$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{9.32}{15.98} = 0.58 > 0.15 \quad f_b = \frac{42.5(12)}{51.9} = 9.83 \text{ kip/pulg}^2$$

$$F'_{ex} = \frac{\pi^2 E}{1.92(36.62)} = 111.3 \text{ kip/pulg}^2$$

$$\beta = 1 - \frac{9.32}{111.3} = 0.92$$

Por la ecuación (7-14):

$$0.58 + \frac{0.85(9.83)}{0.92(22)} = 0.991 < 1.0 \quad \text{Correcta}$$

Por la ecuación (7-14):

$$\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_a}{F_b} \leq 1.0$$

$$\frac{9.32}{22} + \frac{9.83}{22} = 0.87 < 1.0 \quad \text{Correcta}$$

Usese una columna W12 x 40.

///

Ejemplo 7-6 Dados la columna y los momentos flectores, que se muestran para el marco de un edificio, con el desplazamiento lateral para K , restringi-

do con el uso de contravientos y muros de cortante; úsense las especificaciones del AISC y $F_y = 250 \text{ MPa}$ para el acero, y seleccionar la sección tentativa de una columna.

SOLUCION Se hace referencia a la figura E7-6 y se supone que

$$K_1 = 1.25 \quad K_2 = 1.0$$

$$C_m = 0.6 - \frac{0.4M_1}{M_2} > 0.4$$

$$= 0.6 - (0.4)\left(-\frac{53}{61}\right) = 0.95 > 0.4$$

Úsese $C_m = 0.95$ el (AISC permite realmente $C_m = 0.85$, si así se desea). Tentativamente:

$$P \cong P_{\text{dada}} + P_{\text{equiv}}$$

$$\cong 445 + 7(61) \quad [\text{estímese el factor como 7 (entre 6.5 y 9)}]$$

$$\cong 872 \text{ kN}$$

Revísese la tabla VI-4 y elijase W310 x 59.5:

$$P_{\text{tabla}} = 860.5 \text{ kN}$$

$$A = 7.61 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \quad \frac{I_x}{y} = 2.64 > \frac{1.25}{1} \quad \text{Correcta}$$

$$r_y = 49.28 \text{ mm} \quad \frac{KL}{r_y} = \frac{3.45(1000)}{49.28} = 70.0$$

$$F_a = 114.1 \text{ MPa} \quad (\text{tabla VI-5})$$

$$L_e = 2.58 \text{ m} \quad L_u = 4.87 \text{ m} > 3.45$$

$$F_b = 0.6F_y = 150 \text{ MPa}$$

$$B_1 = 8.94 \quad o_x = 132.8 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

$$P(KL_x)_2 = 445(1.25 \times 3.45)^2 = 8.27 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 \quad (\text{en la misma forma como } o_x)$$

$$f_a = \frac{445}{7.61} = 58.5 \text{ MPa} \quad \frac{f_a}{F_a} = \frac{58.5}{114.1} = 0.51 > 0.15$$

$$\text{real } P_{\text{perm}} = AF_a = 7.61(114.1) = 868.3 \text{ (vs, 860.6 interpolado)}$$

Usando la ecuación (7-130):

$$P + C_{mx} B_x M_x \frac{F_a}{F_b} \ll \frac{a_x}{P(KL_x)} \leq P_{\text{perm}}$$

$$445 + 0.95(8.94)(61) \frac{114.1}{150} \frac{132.8}{8.27} = 865.3 < 868.3 \text{ kN} \quad \text{Correcta}$$

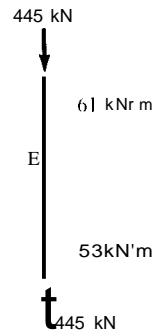


Figura E7-6

Verifíquese la ecuación (7-14a):

$$p \frac{F}{0.6 F_y} + B_x M_x \frac{F_a}{F_b} \leq p_{perm}$$

$$(445) \frac{114.1}{150} + 8.94(61) \frac{114.1}{150} = 753 < 868.3 \text{ kN} \quad \text{Correcta}$$

El uso de las ecuaciones (7-13) y (7-14) daría:

$$\frac{865.3}{868.3} = 0.997 < 1.0$$

Ecuación (7-14):

$$\frac{753}{868.3} = 0.867 < 1.0$$

Usese como sección tentativa, W310 x 59.5.

Ejemplo 7-7 Se diseñará el miembro No. 6 de la cuerda superior de la armadura usada en los ejemplos 6-4 y 6-5, para incluir el peso del miembro y una fuerza concentrada temporal de 2.2 kips, la que se aplicará en el centro de la cuerda durante las operaciones de mantenimiento (véase figura E7-7a). El puente se puede cerrar temporalmente al tráfico si la carga de mantenimiento resulta muy grande para ser soportada junto con el tráfico (carga viva). Otros datos:

Carga muerta = - 283.75 kips

Carga viva = - 109.44 kips

P = - 393.19 kips

SOLUCION Como se usó un par de canales C15 x 40 en el ejemplo 6-4 para una carga algo menor, se probará un par de canales C15 x 50 (figura E7-7b):

$$A = 14.70 \text{ pulg}^2 \quad I_y = 11.00 \text{ pulg}^4$$

$$r_x = 5.24 \text{ pulg} \quad \bar{x} = 0.799 \text{ pulg} \quad S_x = 53.80 \text{ pulg}^3 \text{ } \bar{S}_x \text{ } \text{canal}$$

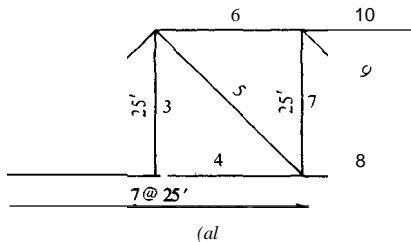


Figura E7-7a

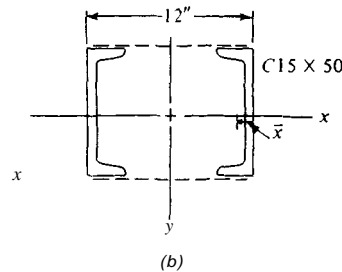


Figura E7-7b

Calcúlense los nuevos t , y r_y :

$$I_y = 2(11.0) + 2(14.70)(6 - 0.799)^2 = 817.3 \text{ pulg}^4$$

$$r_y = \left(\frac{817.3}{2(14.70)} \right)^{1/2} = 5.27 \text{ pulg} > 5.24 \rightarrow r_x \text{ controla}$$

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{25 \times 12}{5.27} = 56.9$$

$$F_a = \frac{F_y}{2.12} \left[1 - 0.5 \left(\frac{KL}{r_y} \right)^2 \right]$$

$$F_a = \frac{36}{2.12} \left[1 - 0.5 \left(\frac{56.9}{126.1} \right)^2 \right] = 15.25 \text{ kips/pulg}^2$$

$$f_a = \frac{393.19}{29.4} = 13.37 < 15.25 \text{ pulg}^2 \quad \text{Correcta}$$

Se usará la misma celosía del ejemplo 6-6, y no se volverá a diseñar. Compruébese a continuación el peso de la columna usando las ecuaciones de interacción.

$$M_{\text{carga}} = \frac{wL^2}{8} = \frac{2(0.05)(25)^2(12)}{8} = 93.75 \text{ kíp/pulg}^2$$

$$f_b = \frac{M}{S_x} = \frac{93.75}{2(53.8)} = 0.87 \text{ kips/pulg}^2 \quad \text{con } \phi = 1.0$$

Calcúlese F_e' usando la ecuación (7-19):

$$F_e' = \frac{\pi^2 E}{2.12(KL/r_x)^2} = \frac{\pi^2(29\,000)}{2.12(57.3)^2} = 41.1 \text{ kips/pulg}^2$$

Usando la ecuación (7-17) con $C_m = 1$, puesto que el peso de la viga es carga interior:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m f_b}{(1 - f_a/F_e'')F_b} \leq 1$$

Calcúlese

$$F_b = 0.55F_y \left[1 - 0.5 \left(\frac{KL/r}{C_c} \right)^2 \right] = 20 \left[1 - 0.5 \left(\frac{56.9}{126.1} \right)^2 \right] = 17.96 \text{ kips/pulg-}$$

$$\frac{13.37}{15.23} + \left(1 - \frac{1(0.87)}{37/41.1} \right) (17.96) = 0.878 + 0.071 = 0.949 < 1 \quad \text{Correcta}$$

Compruébese la interacción con la carga de mantenimiento añadida:

$$M_c = \frac{PL}{4} = \frac{2.2(25)(12)}{4} = 165 \text{ kips/pulg-}$$

$$f_b = \frac{165}{2(53.8)} = 1.53 \text{ kips/pulg-}$$

$$\frac{13.37}{15.23} + \frac{1(0.87 + 1.53)}{0.674(17.96)} = 0.878 + 0.198 = 1.08 > 1.0 \quad \text{N.S.}$$

Compruébese si hay que cerrar el puente:

$$f_a = \frac{P_d}{A} = \frac{283.75}{29.4} = 9.65 \text{ kips/pulg-}$$

$$\frac{9.65}{15.23} + \frac{1(0.87 + 1.53)}{(1 - 9.65/41.1)(17.96)} = 0.634 + 0.175 = 0.809 < 1 \quad \text{Correcta}$$

Verifíquese ahora la ecuación (7-18). Si es adecuada para las cargas del puente y se cierra el puente al tráfico, es correcta.

Para las cargas del puente:

$$0.472 \frac{f_a}{F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{13.37}{0.472(36)} + \frac{0.87}{17.96} = 0.787 + 0.048 = 0.835 < 1 \quad \text{Correcta}$$

Para el mantenimiento sin tráfico:

$$\frac{9.65}{16.992} + \frac{0.87 + 1.53}{17.96} = 0.568 + 0.134 = 0.702 < 1 \quad \text{Correcta}$$

Usense dos canales de sección C15 x 50. Se cierra el puente para mantenimiento.

7-8 COLUMNAS ESCALONADAS Y COLUMNAS CON CARGA AXIAL INTERMEDIA

Con frecuencia el análisis de las columnas escalonadas se presenta en el diseño de edificios industriales, particularmente cuando las columnas soportan traveses de grúas viajeras. Las condiciones generales de diseño se ilustran en la figura 7-12.

Las figuras 4-1a y 10-1a muestran traveses carriles que están soportados por columnas armadas y escalonadas. El diseño está muy influenciado por las condiciones en los extremos de la columna. Se puede generalmente suponer que la base de la columna está fija con respecto a los ejes X e Y . Si se toma ahora el eje X de la columna principal, orientado para flexión en el plano del pórtico, y el eje Y para flexión fuera del plano (con respecto a la longitud del edificio), se tienen las siguientes consideraciones:

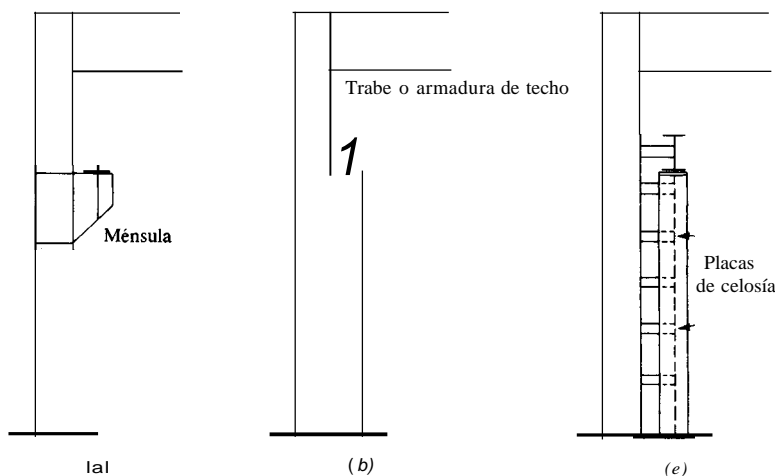


Figura 7-12 Columnas para grúas en un edificio industrial. (a) Columna con ménsula. (b) Columna escalonada. (c) Columna escalonada, armada.

Eje X

1. *Fija o articulada a nivel de la armadura de techo.* La armadura de techo de los pórticos industriales de los ejemplos 2-5 y 2-6, proveen empotramiento contra la rotación (o casi), pero puede haber traslación.
2. *Control del pandeo lateral.* Los cobertizos laterales de los ejemplos 2-5 y 2-6 además de cualquier contraventeo en el plano de los pórticos primero y último, servirán para controlar el desplazamiento lateral. Si continuara siendo excesivo, puede que se requiera acartelamiento entre la columna y la armadura de techo.
3. *Es probable que haya momentos en la columna a la altura de la armadura de techo.* Son posibles momentos al nivel de la trabe carril debido al empuje lateral.

ral del trole de la grúa contra los rieles que forman la vía. Habrá un momento de la columna en la base, debido a la supuesta fijación de la misma. Estos momentos producen una interacción de viga-columnas, para la que se habrán de usar las ecuaciones (7-13) y (7-14).

Eje Y

1. *Fija o empernada a nivel del techo.* Si se pone algún contraventeo transversal en el plano de la cuerda inferior de la armadura y contraventeo transversal vertical en una o más de las crujías en los lados opuestos, se podrá controlar la mayor parte del desplazamiento lateral.
2. *Contraventeo lateral intermedio.* Es necesario a fin de reducir el KL/r_y de la columna principal y del segmento de columna por encima de la trabe carril. Se pueden usar largueros de pared para soportar la cubierta lateral, y como soporte lateral. Es necesario, sin embargo, tener cuidado de que los largueros sean continuos y que, en el caso de que reparaciones en el edificio, si se requiere la remoción de un larguero de pared, se debe hacer en un claro cada vez, de manera que no pierda el soporte lateral.
3. *Habrán momentos en las columnas al nivel de la grúa viajera, debido al empuje longitudinal producido por el arranque o parada súbitas de la grúa.* Esto producirá también un momento en la placa de base, aun cuando se efectúe el análisis de manera tal que se ignore el momento a nivel de la grúa. Esta fuerza producirá también un cortante en la columna, el cual tendrán que resistir los pernos de anclaje de la base.

Se procederá de la manera siguiente para el diseño de una columna de este tipo:

1. Como en los ejemplos 2-5 y 2-6, se analizará tentativamente la estructura, y se revisará hasta obtener tamaños de los miembros y deflexiones. Se pueden usar diferentes tamaños para los miembros. Esto no se hizo inicialmente en los dos ejemplos, porque el trabajo es todavía muy preliminar.
2. Basado en la salida de la computadora, se comienza a rediseñar los miembros. Se aumentan o disminuyen las dimensiones, dependiendo de la fuerza y deflexiones.
3. Se reprograma y se comprueba la salida por fuerzas y deflexiones.
4. Se repite según sea necesario.

7-8.1 Modificación de K para columnas escalonadas

Una columna articulada, libre de pandearse y con una carga externa P o y una carga interior p' , como se ve en la figura 7-13, está en un estado de equilibrio inestable si las cargas son lo suficientemente grandes. Si se usa la ecuación diferencial

$$EI \frac{d^2x}{dy^2} = -Px$$

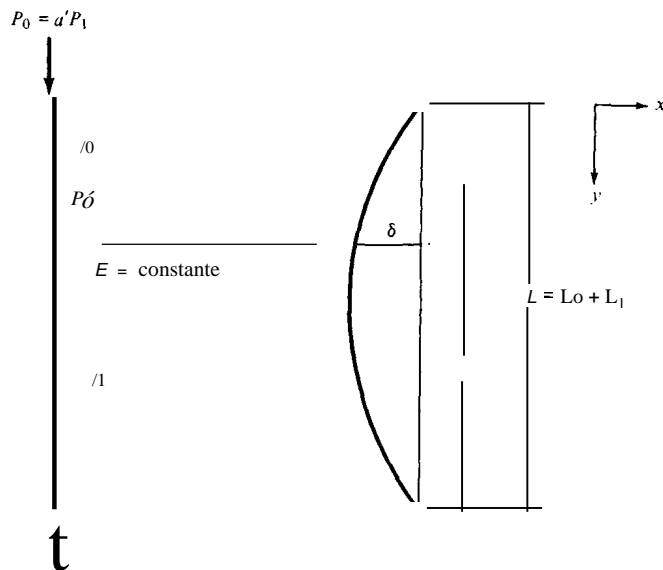


Figura 7-13 Figura para la deducción del coeficiente de longitud efectiva para columna escalonada.

y se provee para las condiciones de frontera de las diferentes cartas en el segmento inferior, que no hayan desplazamientos laterales en los extremos de la columna, cambio de I en el segmento inferior y una pendiente común en la unión de los segmentos superior e inferior, se obtiene

$$\frac{kLJ}{(P_0/P_t)^{1/2}} \cot \left[\left(\frac{P_0}{P_t} \right)^{1/2} (kL - akL) \right] + \frac{kU}{(1 + Poi PI)} \frac{\sqrt{2} \cot [akL(1 + \frac{P_0}{P_t})^{1/2}]}{1} \quad (7-22)$$

$$\text{donde } J = 1 + Poi PI - a$$

$$a = LI/(L_0 + L_1)$$

Esta es la solución que da Sandhu en, "Effective Length of Columns with Intermediate and Axial Load," *AISC Engineering Journal*, octubre, 1972. El valor de kL obtenido como solución de la ecuación (7-22) es como el que se usó en el capítulo 6:

$$kL = \left(\frac{P}{EI} \right)^{1/2}$$

Reordenando se tiene

$$P = \frac{k^2 \pi^2 EI}{L^2} = \frac{\pi^2 EI}{(K_e L)^2}$$

pero

$$P_{\text{total}} = P'_0 + a'P'_0 = P'_0 + P_0$$

e igualando esta carga a la carga de Euler, se obtiene

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

Resolviendo para el factor de longitud equivalente, K , se tiene que

$$K_e = \left[\frac{\pi^2}{(1 + a')k^2} \right]^{1/2}$$

Este valor de K , es para una columna con pasadores en los extremos, y es necesario multiplicarlo por el valor de K del AISC según se obtuvo de las figuras 7-5 ó 6-3, donde se tienen en cuenta las condiciones reales en los extremos. Para el uso de diseño general en la oficina, se debe programar la ecuación (7-22) en una computadora, para poder hacer una gráfica de $a' = PO/P'$ versus K_e , para diversos valores del parámetro a .

Ejemplo 7-8 Hágase un diseño tentativo de la columna de la grúa en el edificio industrial del ejemplo 2-6. Refiérase a la figura E7-8a y supóngase lo siguiente:

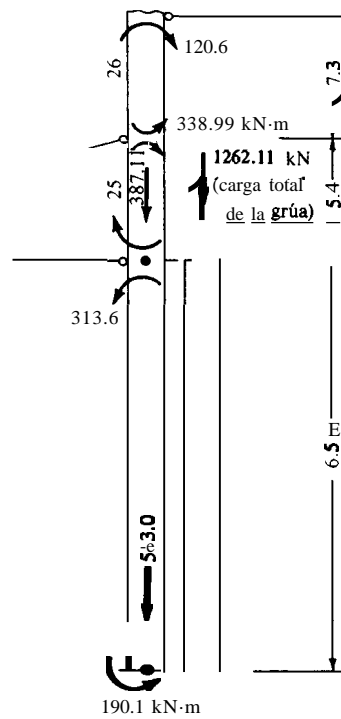


Figura E7-8a

1. Contraventeo adecuado con respecto al eje Y de la columna principal (a lo largo de las crujeías).
2. Desplazamiento lateral en el plano del pórtico, sin rotación en el tope, y con la base fija.
3. Para el diseño tentativo inicial, úsense solamente las cargas vivas y muertas de la salida de la computadora + cargas de la grúa.
4. La trabe carril se colocará a nivel con la parte inferior de la armadura del cobertizo lateral.
5. Usese una sección escalonada (armada).

SOLUCION Se usó una sola viga W690 x 264.9 para obtener los resultados preliminares que aparecieron en el ejemplo 2-6. Es necesario este tamaño de sección (área y momento de inercia) para reducir a valores tolerables las deflexiones laterales a nivel del techo de la armadura principal y en la intersección del cobertizo con la columna. La sección armada requerirá estos o mayores valores, para proveer desplazamientos laterales satisfactorios. De la salida de la computadora para $Le = 1$ (y para la repetición de una sección tentativa inicial armada), las cargas axiales y los momentos (para la columna de la izquierda) son:

Miembro 26 (el más alto):

$$P = 318.24 \text{ kN} \quad \text{momento} = 120.59 \text{ kN.m}$$

Miembro 25 (intermedio):

$$P = 387.11 \text{ kN} \quad \text{momento} = 338.99 \text{ kN.m}$$

Miembro 24 (sección inferior):

$$P = 543.01 \text{ kN} \quad \text{momento} = - 313.6 \text{ kN.m}$$

Pruébese, de una manera algo arbitraria una sección compuesta de una columna principal W360 x 314, y una columna de grúa W360 x 101.2, como se muestra en la figura E7-8b.

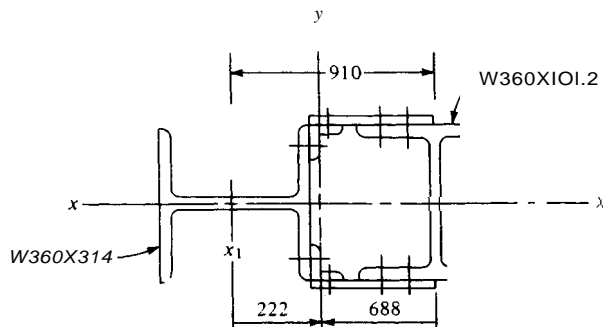


Figura E7-8b

Datos de la W360 x 314:

$$t_f = 1107.2 \times 10^{-6} \text{ m} \quad I_y = 428.7 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$A = 40.0 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \quad d = 399 \text{ mm} \quad b_f = 401 \text{ mm}$$

Datos de la W360 x 101.2:

$$I_x = 300.9 \times 10^{-6} \text{ m}^4 \quad I_y = 50.4 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$A = 12.9 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \quad d = 357 \text{ mm} \quad b_f = 255 \text{ mm}$$

Cálculense r_x y r_y . Usese $\Sigma M_{x_i} = 0$ para situar el nuevo eje $Y-Y$.

$$(40 + 12.9)x = 910(12.9)$$

$$x = \frac{910(12.9)}{52.9} = 221.9 \text{ mm} \quad (\text{use } 222 \text{ mm})$$

$$I_{yy} = 1107.2 + 50.4 + 40(0.222)^2(10^3) + 12.9(0.688)^2(10^3)$$

$$= 9235.09 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$r_y = \left(\frac{0.009235}{0.0529} \right)^{1/2} = 0.418 \text{ m} \rightarrow 418 \text{ mm}$$

$$I_{xx} = 428.7 + 300.9 = 729.6 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$r_x = \left(\frac{0.0007296}{0.0529} \right)^{1/2} = 0.117 \text{ m} \rightarrow 117 \text{ mm}$$

Compruébese el esfuerzo permisible F_a' basado en KL/r , (ya que la otra dirección se considera estable por el uso adecuado de largueros de pared y el forro). Usese la fuerza más grande en la columna superior, 387.11 kN.

$$a' = \frac{P_o}{P_i} = \frac{387.11}{543.01 - 387.11 + 1262.11} = 0.273$$

$$a = \frac{16.5}{16.5 + 5.4} + \frac{7.3}{7.3} = 0.565$$

Al sustituir valores en la ecuación (7-22) se tiene que

$$J = 1 + 0.273 - 0.565 = 0.708$$

$$\frac{kL(0.708)}{\sqrt{0.273}} \cot[\sqrt{0.273} kL(1 - a)]$$

$$+ \frac{kL(0.708)}{(1 + 0.273)^{1/2}} \cot[(1 + 0.273)^{1/2}(0.565kL)] = 2.877$$

$$1.356kL \cot(0.227kL) + 0.627kL \cot(0.637kL) = 2.877$$

Fijándose que el término que se ha de evaluar como cotangente se ha de expresar en radianes, se puede programar rápidamente el problema en una calculadora programable de bolsillo, y obtener $kL = 3.525$.

$$(kL)^2 = 3.525^2 = 12.426$$

$$P_1 = 543.01 + 1262.11 = 1805.1 \text{ kN (actual)}$$

$$P_1 = \frac{12.426(1 + a')EI}{L^2} = \frac{15.82EI}{L^2}$$

Además,

$$\frac{15.82EI}{L^2} = \frac{\pi^2 EI}{(K_e L)^2}$$

$$S_1 = \left(\frac{\pi^2}{15.82} \right)^{1/2} = 0.790$$

Valor real de $K = K_{\text{cond. extremos}}$. Obténgase de la figura 6-3c, $K_{\text{cond. extr}} = 1.2$.

$$K = 0.79(1.2) = 0.95$$

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{0.95(16.5)}{0.418} = 375$$

Se obtiene de la tabla VI-5 $F_a = 134.6 \text{ Mpa}$. De la tabla VI-7, se obtiene $F_y = 732.8 \text{ Mpa}$. Compruébese la ecuación de interacción [ecuación (7-13)].

$$f_a = \frac{P_1}{A} = \frac{1805.1}{52.9} = 34.12 \text{ MPa}$$

$$\text{relación} = \frac{34.12}{134.6} = 0.25 > 0.15$$

Se usará $C_{mx} = 0.85$ (No se hará comprobación alguna para la flexión con respecto al eje X en este momento, porque los cálculos son preliminares. Después de la siguiente corrida de la computadora, si esta sección sigue siendo satisfactoria, se verificará la flexión con respecto a ambos ejes.)

$$f_b = \frac{M_e}{I} = \frac{313.6(0.816)}{9.235} = 27.7 \text{ MPa (nótese el cambio del punto decimal en } I)$$

Supóngase que $F_b = 0.6F_y$. [Se tendrá que calcularlo mas tarde, usándose como ecuaciones apropiadas las ecuaciones 1.5-6 y 1.5-7 (numeración del AISC).]

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m f_b}{F_b} \left(1 - \frac{f_a}{F_e} \right) \leq 1$$

$$0.25 + 0.85 \left(\frac{27.7}{150} \right) \left(1 - \frac{34.12}{733} \right) = 0.25 + 0.16 = 0.41 \ll 1.0$$

Por inspección, se satisfará la ecuación (7-14) para el segmento inferior de la columna.

Se debe verificar el segmento superior de la columna para interacción para asegurarse que la W360 x 314 es adecuada como columna para la altura total del pórtico.

Ahora se puede reprogramar este ejemplo con las nuevas secciones de columna y cualesquiera secciones revisadas para los miembros de la armadura y ver si las deflexiones laterales para las diversas condiciones de carga son satisfactorias y que los momentos flectores y las fuerzas axiales son compatibles con la sección que se analiza. Esto se debe hacer antes de refinar el diseño final, para mantener a un mínimo los cálculos de ingeniería y usar al máximo la computadora.

7-9 CONTROL DEL DESPLAZAMIENTO LATERAL

Es evidente que el diseño más eficiente de la columna resultará cuando el marco tiene adecuados contravientos contra el desplazamiento lateral. Sin desplazamiento lateral:

1. C_m puede ser menor que 0.85 (pero puede ser mayor en casos especiales).
2. El factor de longitud efectiva, K , no es mayor de 1.0.

Una estructura de marco rígido se puede trasladar lateralmente la cantidad suficiente para sufrir "desplazamiento lateral". Nótese también que la deducción de las ecuaciones para los factores G se basa en una pendiente común en la junta, lo que sólo se puede obtener con una junta "rígida". Es por consiguiente necesario proveer resistencia específica contra el desplazamiento lateral para obtener las columnas más eficientes. Esto se puede obtener por medio de (véase la figura 7-14):

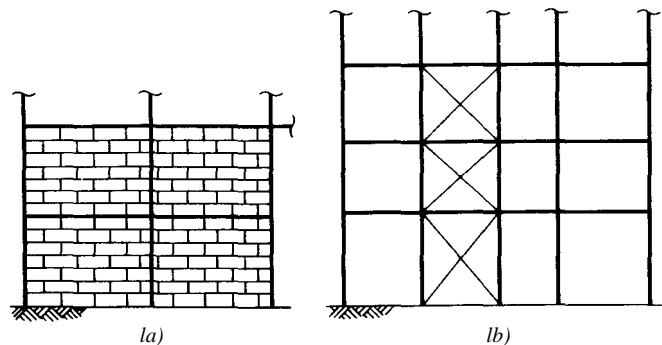


Figura 7-14 Control del desplazamiento lateral. a) Muro de cortante de mampostería. b) Contraventeo diagonal en crujías seleccionadas.

1. Muros de cortante (úsense muros rígidos verticales de ladrillo, o bloques de concreto para detener el movimiento lateral). Si se usan muros de mampostería, se debe proveer un estrecho contacto con la columna, de modo que la columna no pueda desplazarse en el vacío de construcción entre los materiales.
2. Contravientos diagonales (producen esencialmente una armadura orientada verticalmente) en una o más crujeías.

Puede que no sea necesario usar juntas rígidas con muros de cortante o contravientos diagonales. Sin embargo, se puede obtener alguna economía de materiales por medio del uso de juntas rígidas así como incrementar el margen contra incertidumbres.

Los requisitos para los contravientos laterales son generalmente de poca monta. Los criterios de control pueden ser las relaciones L/r más bien que los requisitos de área de la sección. Balambos ("Lateral Support for Tier Building Frames", *AISC Engineering Journal*, enero, 1964), usando esencialmente el mismo método propuesto por Winter para el contraviento lateral de columnas y vigas, desarrolla una expresión para el área del miembro de contraviento diagonal:

$$A_b = \frac{2(1 + \alpha^2)^{3/2}}{(\alpha)^2 E} \Sigma P \quad (7-23)$$

donde A_b = área del contraviento, pulg² o m²

P = suma de todas las cargas de columna al nivel de un piso en el plano de contraviento

α = longitud horizontal de contraviento diagonal/longitud de la columna

E = módulo de elasticidad, suponiendo que la columna y el contraviento son del mismo material, kip/pulg² o MPa

Por lo general, el contraviento diagonal se diseña solamente para tensión. Se supone que el miembro de contraviento es tan pequeño y flexible que se pandeará bajo una muy pequeña carga de compresión (con el esfuerzo muy por debajo de F_y). Para la carga en dirección opuesta, el miembro pandeado se endereza sin sufrir daños debido a los pequeños esfuerzos de pandeo e impide que ocurra el desplazamiento lateral al soportar la carga necesaria a tensión.

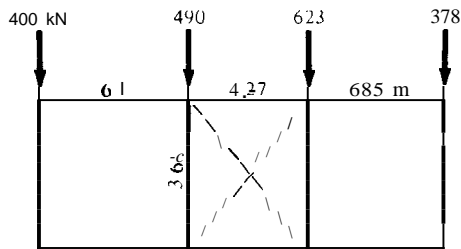


Figura E7-9

Ejemplo 7-9 Dado un plSO de un edificio de múltiples claros que se muestra en la figura E7-9, diseñense los contravientos diagonales del claro interior. Supóngase que estos contravientos se colocarán en pórticos alternos en la dirección fuera del plano.

SOLUCION

$$Lb = 4.27 \text{ m} \quad Le = 3.66 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{4.27}{3.66} = 1.167$$

Úse la ecuación (7-23):

$$A_b = \frac{2(1 + 1.167^2)}{1.167^2} \sum \frac{1.5}{(200 + 000)} (400 + 490 + 623 + 378) = 0.0504 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

El contraviento diagonal tiene una longitud de

$$L = (4.27^2 + 3.66^2)^{1/2} = 5.62 \text{ m}$$

El L/r máximo para un miembro a tensión es 300.

$$r_{\min} = \frac{5.62 \times 1000}{300} = 187 \text{ mm}$$

Seleccíonese arbitrariamente un perfil de canal para el contraviento. Seleccíonese de la tabla V-7 una MC150 x 22.47:

$$r_y = 22.6 \text{ mm} \quad (\text{no hay C típico con valor adecuado de } r_y \text{ y un peso razonable})$$

$$A = 2.86 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \gg 0.0504 \quad \text{requerida}$$

No hay sección de canal que sea más ligera y que esté controlada por r . ///

7-10 DISEÑO DE VIGAS-COLUMNAS USANDO EL DFRC

El diseño de vigas-columnas usando el DFRC requiere tener las componentes separadas de los efectos de la carga. La forma usual de interacción de las ecuaciones que se han propuesto para determinar esta función por el grupo de investigadores que se ocupan de este procedimiento de diseño son como sigue:

$$\frac{P_{ud}}{\phi P_u} + \frac{C_{mx} M_{udx}}{\phi M_p (1 - P_{ud}/\phi P_{Ex})} + \frac{C_{my} M_{udy}}{\phi M_p (1 - P_{ud}/\phi P_{Ey})} \leq 1.0 \quad (7-24)$$

$$y \quad \frac{r_u}{\phi P_y} + \frac{M_{ux}}{\phi M_{px}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{py}} \leq 1.0 \quad (7-25)$$

Si $P_{ud}/\phi P_u \leq 0.152$,

$$\phi M_p \geq M_{ud} \quad (7-26)$$

además, siempre hay que satisfacer los siguientes:

$$P_{ud} \leq \phi_c P_u \quad (7-27)$$

Cuando hay flexión con respecto a un solo eje se tiene:

$$\frac{P_{ud}}{S F_y} + \frac{M_{ux}}{1.18 \phi M_p} \leq 1.0 \quad (\text{con respecto al eje } X) \quad (7-28)$$

$$y \quad \left(\frac{P_{ud}}{\phi P_u} \right)^2 + \frac{M_{uy}}{1.19 \phi M_p} \leq 1.0 \quad (\text{con respecto al eje } Y) \quad (7-29)$$

En estas ecuaciones $\phi = 0.86$ (para vigas), y ϕ_c = valor dado en la tabla 3-1 para columnas y teniendo en cuenta que ϕ_c varía desde 0.65 a 0.86, dependiendo de KL/r . Los términos de C_m son como en el AISC. Los valores de P ; son

$$P_c = A F_y (1 - 0.251 \eta^2) \quad \eta \leq \sqrt{2} \quad (7-30)$$

$$P_u = \frac{A F_y}{\eta^2} \quad \eta > \sqrt{2} \quad (7-31)$$

$$P_E = \frac{A F_y}{\eta^2} \quad (\text{pero se usará el eje de flexión apropiado}) \quad (7-32)$$

Las fuerzas de diseño y los momentos son como los calculados en los capítulos 6 y 4.

El uso de estas ecuaciones de DFRC se ilustra con el siguiente ejemplo:

Ejemplo 7-10 Dada la viga-columna y la carga de la figura E7-10, seleccíonese el perfil W310 más ligero, usando $F_y = 250$ MPa y el DFRC.

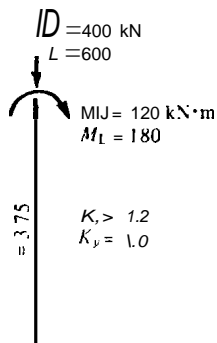


Figura E7-10

SOLUCION Usese $F_L = 1.5$ (elegido por el autor).

$$M_{ud} = 1.1[1.1(120) + 1.5(180)] = 442.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$P_{ud} = 1.1[1.1(400) + 1.5(600)] = 1474 \text{ kN}$$

Con flexión solamente con respecto al eje X , se aplica la ecuación (7-28), de manera que

$$\frac{P_{ud}}{\phi P_u} + \frac{M_{ud}}{1.18\phi M_p} = 1.0$$

La inspección de esta ecuación indica que

$$1.18\phi M_p > M_{ud}$$

$$1.18(0.86)ZF_y > 442 \quad Z > \frac{442}{1.18(0.86)(250)} = 1.7422 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$AF_y > P_{ud}$$

$$A > \frac{1474}{0.86(250)} > 6.86 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Usando estos valores de A y Z , pruébese una sección W310 x 157.7:

$$A = 20.13 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$r_y = 79.0 \text{ mm} \quad r_x = 138.9 \text{ mm} \quad r_y \text{ rige}$$

$$Z_x = 2.687 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\eta = \frac{KL}{r_y} \left(\frac{F_y}{E} \right)^{1/2} = \frac{1(3750)}{79} (250/200\,000)^{1/2}$$

$$\eta = \frac{42.2}{79} = 0.534 > 0.16$$

de los cuales

$$\phi_c = 0.90 - 0.25(0.534) = 0.77$$

$$P_u = AF_y[1 - 0.25(0.534)^2] = 20.13(250)(0.9287) = 4674 \text{ kN}$$

$$M_p = ZF_y = 2.687(250) = 672 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Sustituyendo valores en la ecuación (7-28) se obtiene

$$\frac{1474}{0.86(4674)} + \frac{442}{1.18(0.86)(672)} = 0.367 + 0.648 = 1.015 > 1.0 \quad \text{N.S.}$$

Comprobación

$$\phi_c P_u \geq P_{ud}$$

$$0.77(4674) = 3599 \geq 1474 \quad \text{Correcta}$$

Como esta columna se pasa ligeramente, la siguiente sección mayor de W310, debe servir. Tabulando los datos para poder comparar, se obtiene

$$\begin{aligned} \text{W310 x 178.6: } A &= 22.77 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \\ r_y &= 79.5 \text{ mm} \quad (\text{que rige como antes}) \\ Z_x &= 3.055 \times 10^{-3} \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Es evidente, de la inspección de estos datos que la sección es adecuada. No es necesario verificar que $P_{nd} \leq \phi_c P_u$ ya que esta relación es casi la misma que se obtiene del primer término de la ecuación (7-28). Se usará una sección W310 x 178.6.

PROBLEMAS

7-1 Usando la solución general para el pandeo de columnas,

$$x = A \sin ky + B \cos ky + Cy + D \quad y \quad k = \sqrt{\frac{P}{EI}}$$

demuéstrese que $K = 0.7$ para la columna de la figura 6-3b. Nótese las condiciones de frontera:

$$\begin{aligned} x &= 0 \text{ y } \theta = 0 \quad \text{en } y = 0 \\ M &= 0 \text{ y } \theta = 0 \quad \text{en } y = L \end{aligned}$$

7.2 Determinéense los coeficientes K de longitud efectiva para las columnas del marco de la figura P7-2. Nótese que el extremo más lejano de la trabe de la columna FH está articulado.

Respuesta: AB: 1.75; FG: 0.78

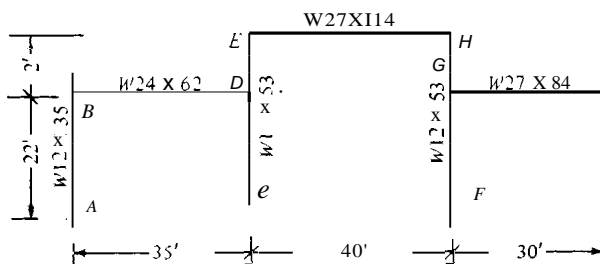


Figura P7-2

7-3 Determinéense los coeficientes K de longitud efectiva para las columnas del marco de la figura P7-3.

Respuesta: BC = 0.65; EF = 0.63

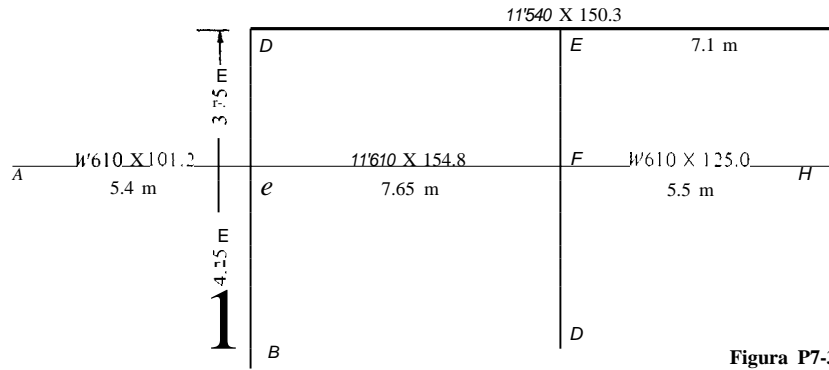


Figura P7-3

7-4 Selecciónese la sección de columna más ligera para la carga y geometría de columna de la figura P7-4. Usense las especificaciones del AISC y acero A-36. No se use ninguna columna mayor que el peralte nominal de las secciones W12. Tómesese $K_x = K_y = 1.0$

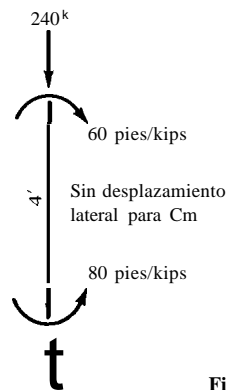


Figura P7-4

7-5 Selecciónese la sección de columna más ligera para la columna que aparece en la figura P7-5, cuidando de no usar ninguna sección de columna mayor de la W310. Tómesese $K_x = 1.2$, $K_y = 0.8$. Usense las especificaciones del AISC y $F_y = 250$ MPa.

Respuesta: W310 x 142.9

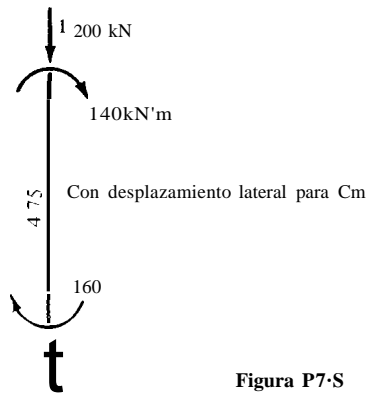


Figura P7-5

7-6 Dado el marco de la figura P7-6, úsese el programa de computadora para obtener las tuerzas axiales y los momentos. Verifíquese que las columnas y vigas sean adecuadas y reprogramése si se requiere, para obtener vigas y columnas razonablemente ligeras. Límitese la deflexión a la mitad del claro a $L/360$. No se considere carga alguna de viento. Usense las especificaciones del AISC, acero A-36, y $K_v = 1.0$.

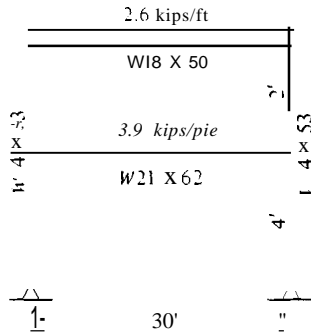


Figura P7-6

7-7 Dado el marco de la figura P7-7, úsese el programa de computadora y, para las secciones tentativas dadas, obténganse las fuerzas axiales y momentos. Compruébese lo adecuado de las secciones y reprogramése hasta obtener vigas y columnas razonablemente ligeras. Límitese la deflexión de la viga de techo a $L/360$ en la mitad del claro, y la deflexión lateral en D a no más de 0.040 m. Usense las especificaciones del AISC y acero con $F_y = 250$ MPa.

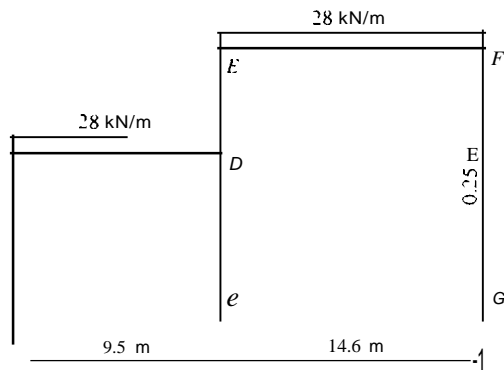


Figura P7-7

7-8 Diseñese la columna más ligera (úsese una sección armada con perfiles laminados W, corrientes, si se requiriera) para la carga y geometría que se muestra en la figura P7-8. Usese $F_y = 345$ MPa (o más alto si se requiriera) y las especificaciones del AISC. Tómese $K_z = 1.2$ y $K_y = 1.0$.

Respuesta: Usense tres W920 x 446.4 con dos cubreplacas de 1969 x 40 mm.

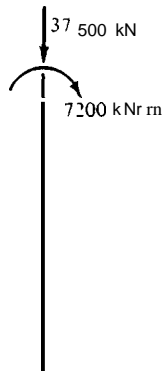


Figura P7-8

7-9 Diseñese la cuerda superior de una armadura de ferrocarril con una longitud de panel de 27.583 pies para las condiciones siguientes:

Carga viva = 867.2 kips (Carga E-80)
 Impacto = 473.6 kips
 Carga muerta = 402 kips (estimada)

Usese una sección armada parecida a la que se muestra en la figura P7-9. Usense las especificaciones del AREA y acero A-36. Los extremos de la cuerda pueden ser remachados o atornillados.

Respuesta: Dos perfiles S24 x 100 y uno S24 x 79.9 con una cubreplaca de 30 x 12.

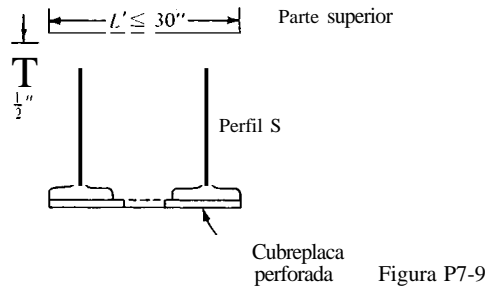


Figura P7-9

7-10 Compruébese la sección de la columna por encima de la trabe carril del ejemplo 7-8, y rediseñese si fuera necesario.

7-11 Usando el ejemplo 7-8 como guía, hágase un rediseño tentativo de la columna principal del ejemplo 2-5. Usese acero A-36 y las especificaciones del AISC.

7-12 Repítase el ejemplo 7-2 con el tamaño de la columna limitado a W12.

Respuesta: W12 x 96.

7-13 Diseñese el contraventeo diagonal para el pórtico de la figura E7-3, para inhibir el desplazamiento lateral. Usese el par de angulares más ligeros, con una placa de conexión de 12 mm.

Respuesta: Dos L63 x 51 x 4.8.

7-14 Compruébense las columnas exteriores del ejemplo 2-3, usando la salida de la computadora y dimensionéense de nuevo las columnas, si fuera necesario. Nótese que ambas columnas exteriores tienen el mismo tamaño. Se usará una sola columna (sin empalmes) para toda la altura del edificio. Usese acero A-36 y las especificaciones del AISC.

7-15 Compruébense las columnas interiores del ejemplo 2-3, usando la salida de la computadora y dimensionéense de nuevo las columnas, si fuera necesario. Nótese que las columnas del sótano no tienen necesariamente el mismo tamaño de la columna superior, la que se ha de usar en toda la altura del edificio. Usese acero A-36, las especificaciones del AISC, y columnas no mayores de W10.

Respuesta: Inferior, W8 x 48; superior, W8 x 40.

7-16 Usese la salida de la computadora del ejemplo 2-4, para las columnas exteriores descritas en el problema 7-14. Límitese el tamaño de la columna a W250.

Respuesta: W250 x 67.0.

7-17 Usese la salida de la computadora del ejemplo 2-4 para las columnas interiores, descritas en el problema 7-15. Límitese el tamaño de la columna a W250.

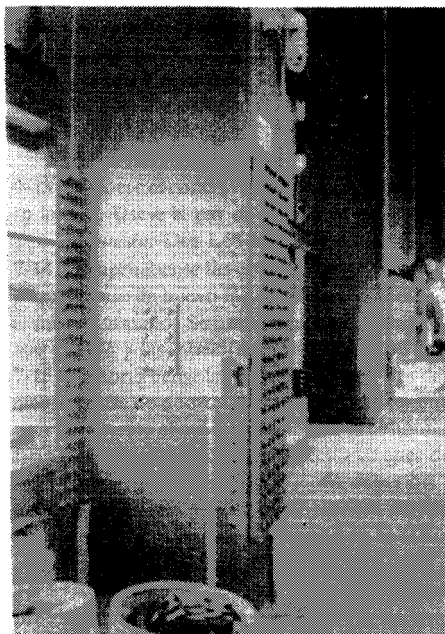
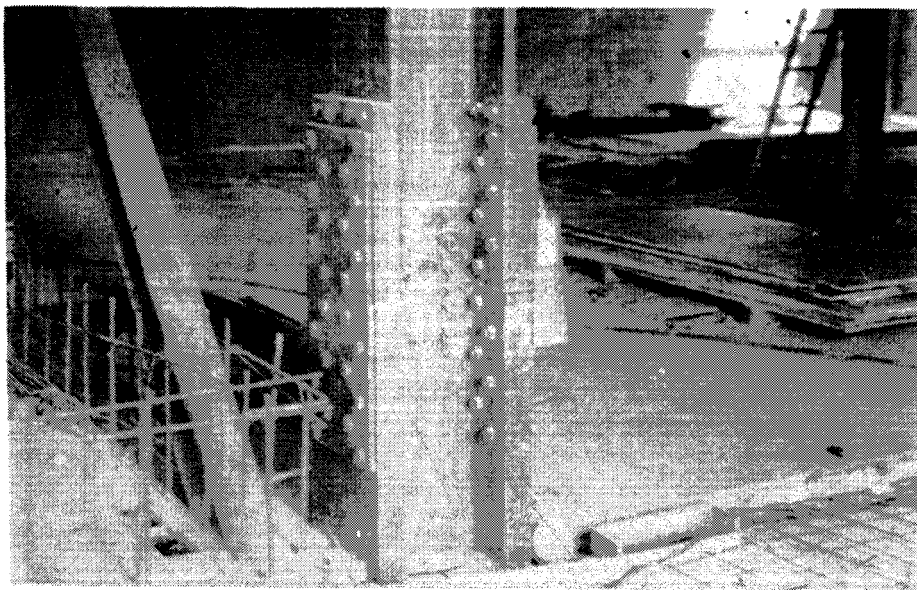
7-18 Verifíquese, con cálculos que la sección W310 x 178.6 de la columna del ejemplo 7-10, es adecuada.

7-19 Repítase el ejemplo 7-10 si $M_L = 210$ kN.m, y $D = 425$ kN. Todos los otros datos son los mismos.

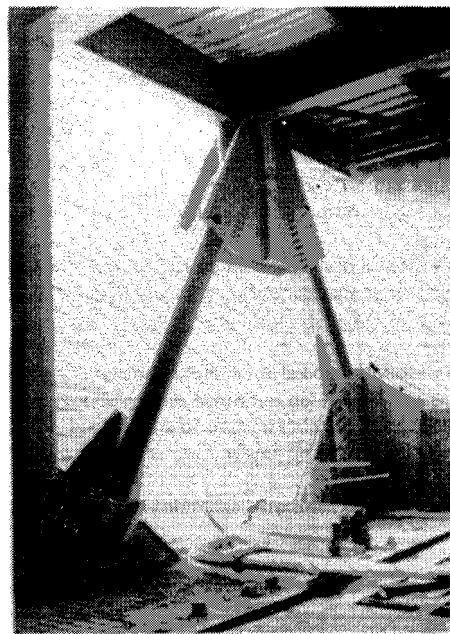
Respuesta: W310 x 178.6.

7-20 Repítase el ejemplo 7-10, si momentos M_y están presentes: $M_{dy} = 50$ kN.m; $M_{Ly} = 75$ kN.m.

Respuesta: W310 x 282.8.



(h)



(e)

Figura VDI-} Juntas a tornillos de alta resistencia. a) Empalme de una columna menor a una mayor, usando placas de relleno. b) Empalme de columnas del mismo tamaño. e) Arriostramiento diagonal.

CONEXIONES ATORNILLADAS Y REMACHADAS

8-1 INTRODUCCION

Una estructura de acero se forma del ensamblaje de los miembros estructurales que constituyen su armazón. Se requieren conexiones en los lugares donde los diversos miembros se deben unir por sus extremos a otros miembros de manera que permitan que la carga siga su flujo ordenado y continuo hasta llegar a los cimientos. Como la conexión sirve para pasar la carga de o a los miembros adyacentes, se debe diseñar de manera adecuada. El diseño de las conexiones implica la producción de una junta que sea segura, económica en el uso de los materiales, y que se pueda construir (ha de ser práctica). En general, las conexiones más prácticas son las más económicas, ya que los costos de fabricación afectan la economía tanto de las conexiones (o juntas) como los propios miembros, como ya se mostró especialmente en lo que concierne a los miembros armados a tensión y compresión.

En la figura 8-1, se presentan diversas conexiones estructurales.

Las conexiones (o juntas estructurales) se pueden clasificar según:

1. El método de sujeción, como son los remaches (casi nunca), tornillos, o soldadura. Las conexiones que usan tornillos se clasifican además como conexiones del tipo de *aplastamiento* o del tipo de *fricción*.
2. La rigidez de la conexión, que puede ser simple, rígida (según se obtiene por un análisis estructural indeterminado), o de rigidez intermedia. El AISC, en la sección 1.2 de las especificaciones, clasifica las juntas basadas en la rigidez de la conexión como:
Tipo 1: conexiones rígidas que desarrollan la capacidad total de momento de los miembros que se conectan y que mantienen un ángulo relativo constante entre las partes conectadas, bajo cualquier rotación de la junta.

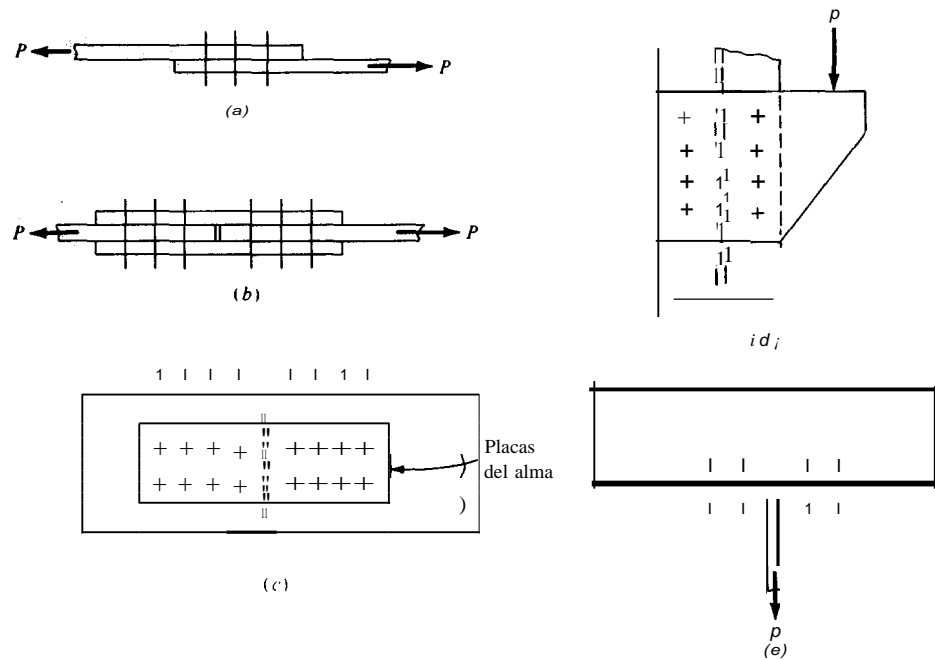


Figura 3-1 Conexiones estructurales varias que usan tornillos (o remaches). (a) Junta trasladada, cortante sencillo. (b) Junta a tope, doble cortante. (c) Empalme en una viga de puente. Las placas del patin a cortante sencillo; placas del alma a cortante doble, si están en ambos lados. (d) Conexión de ménsula a cortante sencillo, pero donde se ha de considerar la torsión. (e) Sección T, usada como un colgante a tensión.

Tipo 2: estructuración simple sin transferencia de momentos entre las partes conectadas. En realidad, se desarrollará una pequeña cantidad de momento, pero no se le tiene en cuenta en el diseño. Se desprecia toda excentricidad que sea menor de unas $2\frac{1}{2}$ pulg. (63 mm).

Tipo 3: conexiones semirrígidas donde se transfiere menos de la capacidad total de momento de los miembros conectados. El diseño de estas conexiones requiere la suposición (con justificación adecuada) de una cantidad arbitraria de capacidad de momento (por ejemplo, 20, 30, o 75 por ciento de la capacidad del miembro).

3. El tipo de fuerzas transferidas a través de la conexión estructural:
 - a. Fuerzas cortantes: corrientes para vigas de piso y viguetas.
 - b. Momento: ya sea a flexión o torsión.
 - c. Cortante y momento: como en las conexiones del tipo 1 ó 3.
 - d. Tensión o compresión; como para los empalmes de columnas y para miembros "articulados" de las armaduras.
 - e. Tensión o compresión con cortante: como para el contraventeo transdiagonal.
4. La geometría de la conexión:
 - a. Conectores a base de angulares que se usan para unir las viguetas de piso y los largueros a las vigas y columnas.

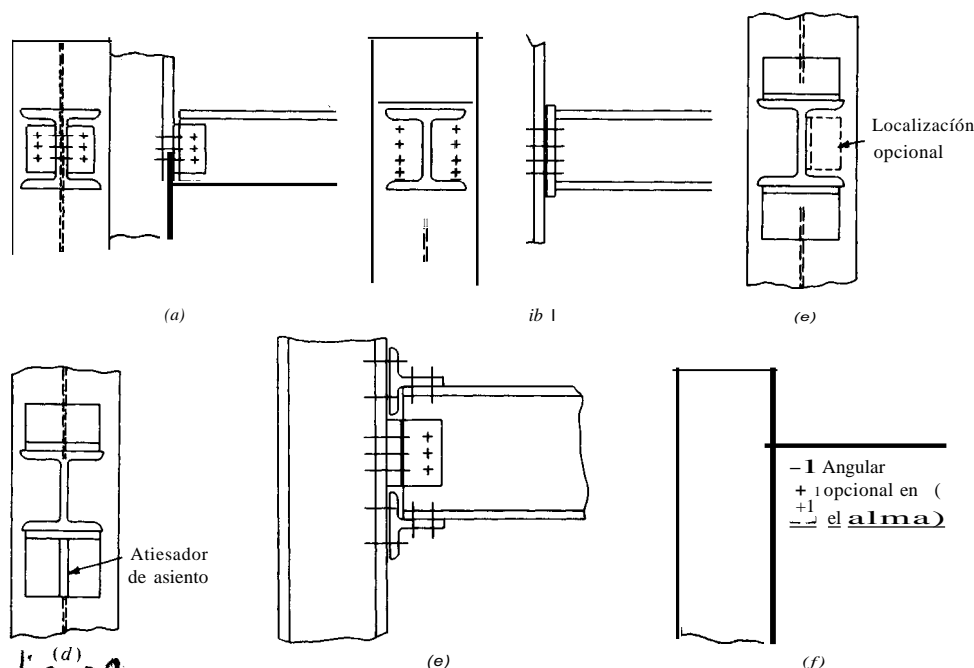


Figura 8-2 Diversas conexiones para marcos. Al inspeccionar la manera como se soporta la carga se determina si los tornillos están a cortante o a tensión. Usualmente la soldadura en lugar de los tornillos en todas las conexiones anteriores, excepto (j). (a) Conexión usando un par de angulares. (b) Conexión que usa una placa terminal soldada en el taller y tornillos colocados en el campo. (c) Usando un angular de asiento y un angular de tope, o lateral. (d) Angular atiesado de asiento. (e) Angulares de asiento y auxiliares de tope, con un angular adicional opcional en el alma. (j) Conexión rígida o semirrígida que usan perfiles T para soportar el momento, y un angular en el alma para el cortante. Este último angular es opcional.

- b. Conexiones soldadas que usan placas y angulares.
- c. Placas terminales en vigas o alfardas.
- d. Placas o angulares usados a un lado de una vigueta de piso o viga.
- e. Angulares de asiento con o sin atiesadores.

Varias de estas conexiones se muestran en la figura 8-2.

5. El sitio donde se fabrican:
 - a. Conexiones de taller; hechas en el taller de fabricación.
 - b. Conexiones de campo: las partes de la junta se fabrican en el taller, pero se arman en el sitio de la obra.
6. La resistencia de la junta. Cuando se considera la resistencia de la junta (o conexión), se tiene:
 - a. Conexiones de fricción. En las conexiones que se diseñan como conexiones de fricción se supone que su resistencia primaria se desarrolla como cortante en los conectores (tornillos o remaches) en el plano potencial de deslizamiento entre las partes conectadas. No se desarrollará ningún movimiento relativo entre las partes conectadas hasta que no se exceda sustancialmente la carga de diseño.

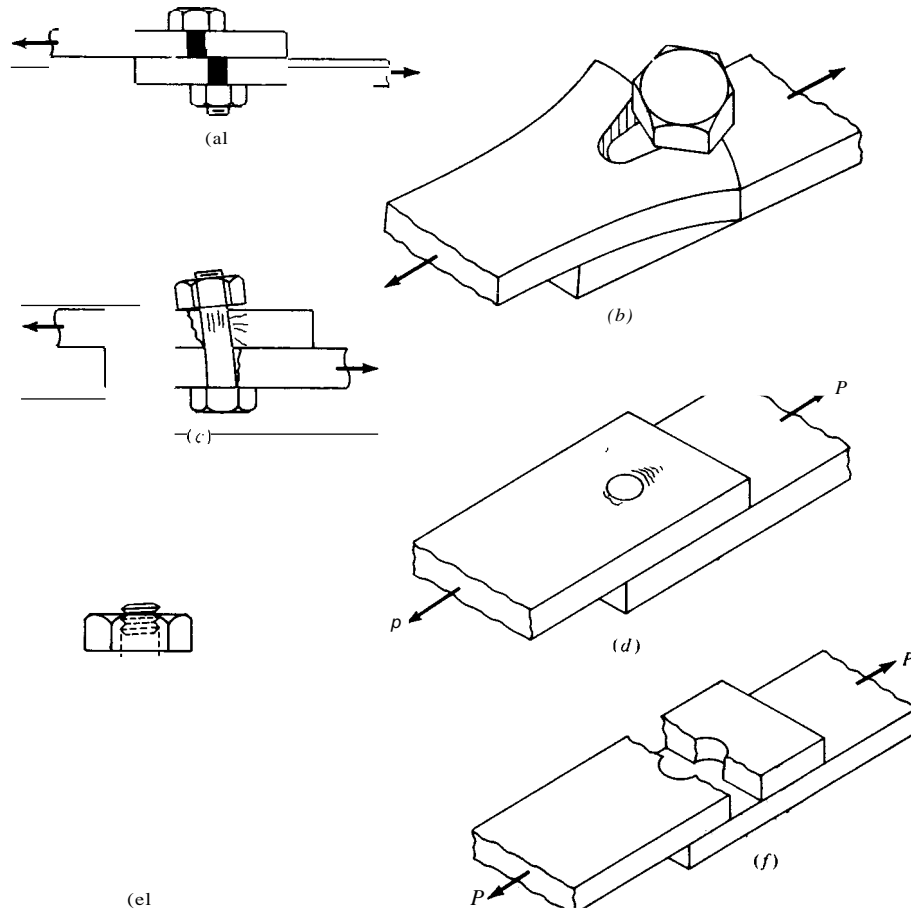


Figura 8-3 Varias maneras de presentarse la resistencia en las juntas. (a) Cortante en el tornillo. (b) Cortante en la placa o rasgadura. (c) Aplastamiento del tornillo. (d) Aplastamiento en la placa. (e) Falla a tensión del tornillo. (f) Tensión sobre la tensión neta.

En realidad, la resistencia de las conexiones de fricción no se desarrollan como resistencia a cortante de los conectores; se desarrolla, más bien, como el producto de la fuerza de sujeción producida al apretar los tornillos (o en la instalación de los remaches) y el coeficiente de fricción entre las partes sujetas. Es deseable que esto se use, en el diseño por factor de resistencia de carga, de una manera directa como parámetro de diseño, lo que producirá una ecuación de la forma general usada en varios otros códigos de diseño (fuera de los E.U.A.) como

$$P = \phi \mu \Sigma A_b F_y$$

donde ϕ = factor de rendimiento (0.67 a 0.70)

μ = coeficiente de fricción x número de superficies de deslizamiento

$\Sigma A_b F_y$ = Fuerza total de agarre, expresada como la suma de todos los tornillos usados en la conexión

- b. Conexiones de aplastamiento. Conexiones donde la resistencia de la junta se toma como una combinación de la resistencia a cortante del conector y el aplastamiento del material conectado contra el conector. Este tipo de comportamiento se desarrolla según ocurre suficiente deslizamiento para poner material conectado con la proyección trasera del conector, cerca de la carga de trabajo o diseño. Como el cortante del conector es parte de la resistencia en el análisis de la conexión de aplastamiento, el área reducida para cortante de que se dispone para los conectores roscados cuando la rosca esté en cualquiera de los planos de deslizamiento requiere una reducción de la carga de diseño. En la práctica, la presencia de la rosca en el plano de cortante dará por resultado un esfuerzo permisible de diseño más bajo, para el cortante en el sujetador.

El diseño de las conexiones tanto de fricción como de aplastamiento implica el uso de un esfuerzo cortante permisible. Este valor es mucho más bajo para las conexiones de fricción, puesto que no es deseable ningún deslizamiento de la junta bajo las cargas de trabajo. El valor será considerablemente mayor para las conexiones de aplastamiento, ya que se puede tolerar una pequeña cantidad de movimiento relativo entre las partes que forman la junta. Ambos tipos de juntas, además de diseñarse para "cortante", se verifican por rutina para tensión en la sección neta y para aplastamiento del material conectado contra el conector.

La práctica usual de fabricación prefiere usar agujeros ovalados de mayor tamaño en las conexiones de fricción. Este tipo de agujeros permite un montaje más fácil en el campo, ya que se dispone de mayor tolerancia en la alineación para los tornillos temporales de montaje.

8-2 REMACHES Y CONEXIONES REMACHADAS

Durante muchos años, los remaches eran el único medio práctico de producir conexiones metálicas fáciles y prácticas. El proceso requería punzonar o barrenar agujeros con una sobremedida de aproximadamente 1/16 pulg. (1.5 mm), se armaban las partes usando pasadores para alinear los agujeros, y usando uno o más tornillos para mantener juntas las partes temporalmente. Los remaches se calentaban en un fogón (portátil para usarla en el lugar) hasta el rojo cereza (aproximadamente 980° C) y se insertaban en el agujero alineado a través de las varias partes que había que conectar. Un miembro de la cuadrilla de remachadores aplicaba entonces una butrola con un dado de cabeza a la cabeza manufacturada del remache para mantener el remache en su lugar y mantener la forma. Otro miembro de la cuadrilla usaba una pistola neumática con un dado de cabeza para forjar la parte proyectante de la espiga del remache y producir la otra cabeza. La operación de forja simultáneamente reelaboraba el metal y producía un aumento de la espiga hasta llenar casi completamente el agujero a sobremedida. Esta reelaboración y aumento en la espiga, junto con la contracción del remache caliente, producía la mayor parte de las veces una junta sustancial. La contracción del re-

mache durante el enfriamiento es resistida por el material de la junta, y desarrolla tensión en el remache, de manera que una junta remachada ocupa una posición intermedia entre una conexión a fricción y una de aplastamiento (usualmente se supone una conexión del tipo de aplastamiento). Esta junta transmite la carga de diseño, principalmente por fricción entre las placas engrapadas que forman la junta. Durante mucho tiempo, las juntas remachadas han tenido éxito bajo esfuerzos de fatiga en los puentes de ferrocarril. Sólo recientemente ha permitido el AREA el uso de tornillos de alta resistencia y de soldaduras en las juntas de los puentes de ferrocarril.

La combinación de ajustar bien el remache más la contracción adicional que trata de efectuar conforme se enfría, produce esfuerzos de tensión los que en remaches bien colocados se acercan al F_y del metal del remache. Sin embargo, ocurren algunos problemas, los cuales incluyen el del sobrecalentamiento ocasional de los remaches, que tiene un efecto deletéreo en la resistencia. Si se enfría un remache muy por debajo de 540°C antes de que se complete la instalación, el metal no es tan resistente, puesto que el forjado es más bien un proceso de "formado en frío", y la elaboración en frío tiende a hacer frágil el metal. Si el remache no se aprieta bien al colocarlo, quedará flojo después de frío, y se puede detectar esto golpeándolo con un martillo. Un remache flojo no se puede volver a remachar para que quede apretado y es preciso extraerlo manualmente (cortarle la cabeza). La extracción de un remache es un trabajo lento y se requiere una cuidadosa inspección para asegurarse que la cuadrilla de remachadores no remate el borde de la cabeza del remache con un cincel y martillo para que parezca que está apretado cuando el inspector lo golpee con su martillo.

Una cuadrilla de remachadores requiere cuando menos cuatro personas (herrereros), consistentes de uno que calienta y tira los remaches a los que los colocan; uno que recibe el remache caliente en un cubo y lo inserta en el agujero; uno para manejar la butrola, y uno para remacharlo con un martillo neumático.

Es posible, con martillos neumáticos, colocar remaches en frío (trabajados en frío), pero si no se tiene un cuidado especial, los remaches no quedarán muy apretados y no existe, ningún efecto posterior de enfriamiento para efectuar una contracción final del largo para juntar firmemente las diversas partes. En operaciones tales como la fabricación de aviones, y de los mangos de los cuchillos, los remaches se colocan corrientemente en frío. En muchos talleres de fabricación se pueden colocar los remaches en frío, pero se usan grandes prensas hidráulicas en el proceso de remachado. De hecho, con las grandes presiones que se desarrollan, se deforman las partes conectadas y, con la remoción de la presión tienden a recobrar su forma y desarrollan esfuerzos de tensión en los remaches formados en frío.

En la actualidad, y por varias razones, no se usa el remachado en las estructuras de ingeniería, ni en los talleres de fabricación, ni en el campo:

1. Los costos de mano de obra asociados con las grandes cuadrillas de remachadores.
2. La cuidadosa inspección que se requiere en las juntas remachadas y los considerables costos para extraer remaches mal colocados.

3. El desarrollo y la alta confiabilidad de los tornillos de alta resistencia.
4. El desarrollo y la alta confiabilidad de la soldadura.
5. El alto nivel de ruido asociado con el remachado, el que sería inaceptable, en las presentes normas ambientales, en la mayoría de las áreas urbanas;

Entre los últimos tipos de construcción remachada que aún existen está la de los puentes de ferrocarril, ya que los remaches tenían más alta resistencia a la fatiga que los tornillos primitivos. El proceso de forjado tendía a llenar los agujeros de los remaches y, unido con los altos esfuerzos de tensión, producían un alto nivel de confiabilidad, comparada con la de los remaches primitivos (similares a los del grado corriente A-307 que se considerará más adelante), que no podían desarrollar altos esfuerzos de tensión; además, las tuercas tenían la tendencia de aflojarse bajo las cargas dinámicas continuas. La fabricación con remaches en el taller continuó por algún tiempo después de que se discontinuó en favor de los tornillos o soldadura de alta resistencia. Al presente, sin embargo, la soldadura

Tabla 8-1 Esfuerzos permisibles de tornillos y remaches en la construcción de edificios

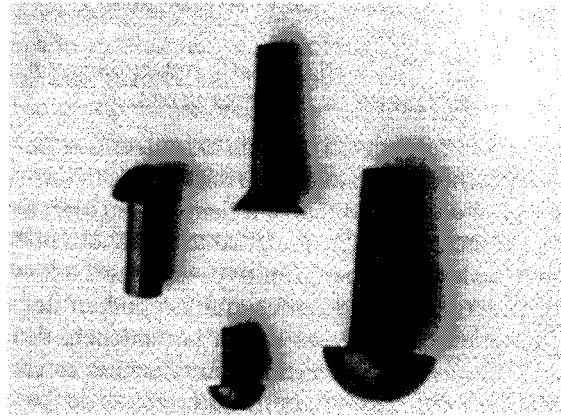
Material	Esfuerzo de tensión, F_t		Esfuerzo cortante, F_v			
			Conexión de fricción ^a		Conexión de aplastamiento	
	kips/pulg ²		Kips/pulg ²		Kips/pulg ²	
Remaches						
A-502, grado 1	23	160	-	-	17.5	120
grado 2	29	200	-	-	22	150
A-307 (sin tornear)	20	138	-	-	10	70
A-325N ^c	44	305	17.5	120	22	150
A-325Xd	44	305	17.5	120	30	205
A-449N	$0.33F_u$	$0.33F_u$	-	-	$0.17F_u$	$0.17F_u$
A-449X	$0.33F_u$	$0.33F_u$	-	-	$0.22F_u$	$0.22F_u$
A-490N	54	370	22	150	28	193
A-490X	54	370	22	150	40	275

^a Todos los esfuerzos de esta tabla se han de usar con la sección del tornillo basada en el diámetro nominal del sujetador.

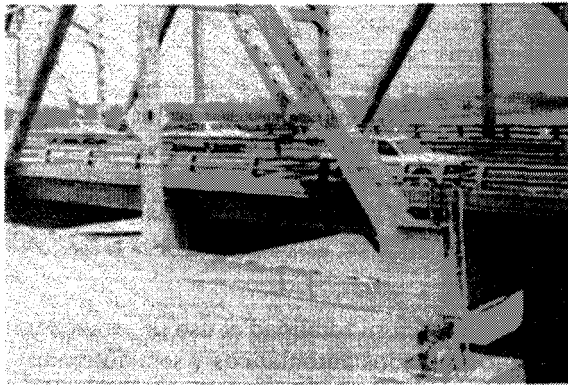
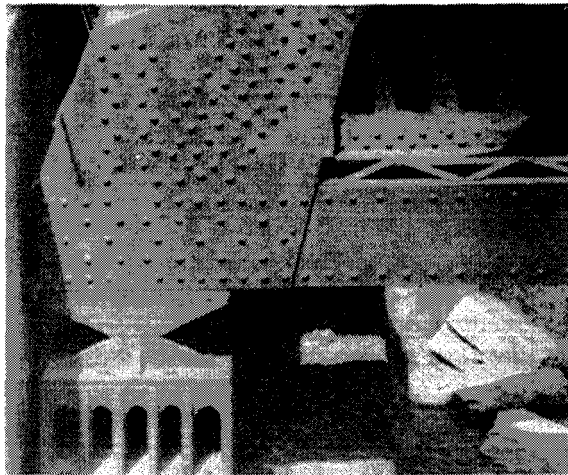
^b Véase el *Manual para la Construcción de Acero* del AISC, para los esfuerzos de la conexión usando agujeros ranurados (ovalados).

en el taller y los tornillos han desplazado casi en su totalidad el uso de remaches, especialmente con el advenimiento de los métodos automáticos y semiautomáticos de soldadura.

Se notará, específicamente, al referirse a tablas tales como la 8-1, que el esfuerzo cortante permisible del remache, en conexiones del tipo de aplastamiento



(a)



(b)

Figura 8-4 (a) Diversos tamaños de remaches estructurales, antes de colocarlos. (b) Remaches en aplicaciones estructurales.

es el mismo que el permitido para los tornillos de alta resistencia A-325 y A-490, en las conexiones de fricción donde la rosca de los tornillos se pueden o no incluir en los planos de cortante. Por tanto, se puede sustituir un tornillo de alta resistencia en lugar de un remache del mismo diámetro en igualdad de condiciones. Los requisitos de mano de obra para la instalación de los tornillos, es cuando más de dos personas.

Corno los remaches ya no se usan (cuando menos en Norteamérica), el resto de este capítulo se centrará en las conexiones atornilladas, pero el lector debe es-

Tornillo	Resistencia última, F_u , kips/pulg- (MPa)		
	1 1/2 a 1 pulg. de diámetro	1 1/8 a 1 1/2 de diámetro	1 9/16 a 3 pulg. de diámetro.
A-325	120(825)	105(725)	
^d A-449	120(825)	105(725)	90(620)
A-490	ISO (1035)	ISO (1035)	

^e N, roscas *incluidas* en el plano de cortante (se puede despreciar el alcance de la rosca).

^d X, roscas *excluidas* del plano de cortante.

tar consciente de que el procedimiento de diseño de una conexión remachada es exactamente el mismo que el de una conexión atornillada. La figura 8-4 ilustra diversos tamaños de remaches sin colocar y aplicaciones estructurales que usan remaches.

8-3 TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA

Existen dos clases generales de tornillos que se usan en las aplicaciones estructurales. Se tienen los A-307 de uso general (designación de la ASTM), llamados a veces tornillos sin torneear. Estos tornillos tienen una espiga algo áspera así como las superficies de contacto, ya que no se tiene tanto cuidado en su fabricación. Los tornillos A-307 se hacen de acero con una resistencia última F_u , del orden de 60 (grado A) a 100 (grado B) kip/pulg² (415 a 690 MPa) y están disponibles en diámetros de 1/4 pulg (6 mm) a 4 pulg (102 mm) y en longitudes de 1 a 8 pulg en incrementos de 1/4 de pulg, y de más de 8 pulg., en incrementos de 1/2 pulg. Los tornillos A-307 se pueden obtener con diversas configuraciones de cabeza y tuerca, pero las cabezas cuadradas y hexagonales son las que usan con mayor frecuencia. En la figura 8-5 se ilustran varios tamaños de tornillos A-307.

Los tornillos A-307 son más baratos que los tornillos A-325 y **A-490**, y se deben usar en aplicaciones estructurales de cargas estáticas, siempre que sea posible. Las aplicaciones incluyen su uso en pequeñas estructuras, en lugares en los que la instalación de los tornillos sea visible para verificaciones regulares de servicio, y en cargas de servicio que sean relativamente pequeñas.

Los tornillos de alta resistencia están disponibles en las clasificaciones, tamaños, y resistencia última a tensión, de la ASTM que se muestran en el recuadro inferior de la tabla 8-1.

Las configuraciones generales de longitud, cabeza y tuerca son las mismas que las de los tornillos A-307, excepto que puede que no se disponga de los diámetros mayores. Los tornillos A-325 se pueden obtener con la metalurgia apropiada para usos especiales, como la resistencia a la corrosión. También se pueden obtener los tornillos A-325 con una capa galvanizada.

Cuando se introdujeron por primera vez los tornillos de alta resistencia en aplicaciones estructurales, se requerían roldanas para distribuir la carga sobre el tornillo en un área mayor del metal más suave de las partes conectadas. Este requisito se debía, en parte, a la tendencia de la tuerca y la cabeza a hincarse (excoriar) en los aceros (A-33 y A-? ($F_y = 33$ kíp/pulg.s) de que se disponía en aquella época. Las aplicaciones corrientes de tornillos de alta resistencia requieren el uso de una roldana endurecida bajo el elemento que se hace girar, como se indica a continuación:

Método para apretar	
Vuelta de tuerca	Torque especificado
No	Sí
Sí	Sí

a Se requerirán roldanas cuando se usen agujeros extragrandes para los tornillos. También se requerirán roldanas cuando la pendiente del patín sea mayor de 1:20 (Los perfiles S y C tienen ambos una pendiente en el patín interior de aproximadamente 1:6).

b Se usarán roldanas en la cara en pendiente del patín, como en el caso anterior. Se usarán dos roldanas cuando el material que se ha de sujetar tenga un $F_y < 40$ kips/pulg.I.

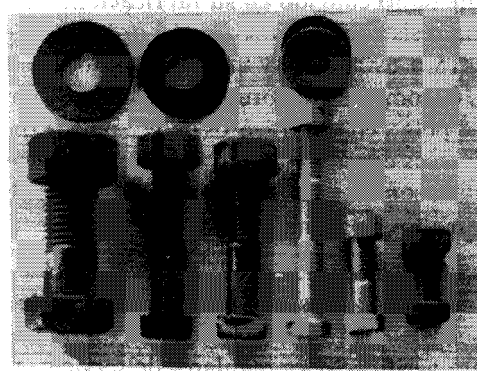


Figura 8-S Se pueden obtener tornillos A-307 de uso general con cabezas hexagonales o cuadradas. Se pueden usar con roldanas.

Se requerirán roldanas achaflanadas en la superficie en pendiente, entre la cabeza o tuerca del tornillo, cuando la pendiente de la parte conectada sea mayor de 1:20, como para los perfiles C y S. En la figura 8-6, se muestran diversos tipos de tornillos A-325 y A-490.

Se dispone también de tornillos y accesorios patentados (véase figura 8-7) y que incluyen tornillos de interferencia que se deben insertar en los agujeros de los tornillos y que proporcionan un ajuste apretado similar al de un remache ya colocado. También hay disponibles tornillos ranurados de tal manera que un solo insta-

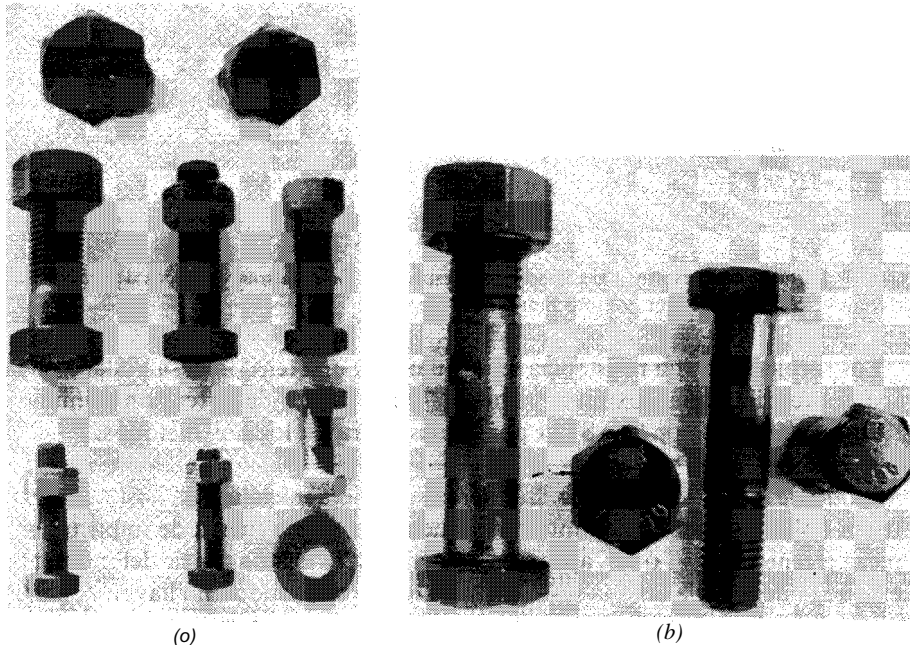


Figura 8-6 Tornillos de alta resistencia. (a) Tornillos A-325. Las tres marcas a 120° siempre indican tornillos A-325. Algunos fabricantes los troquelan también "A-325". (b) Tornillos A-490. Nótese que el grado siempre se marca, como se indica, en la cabeza del tornillo.

lador, usando una llave de potencia, puede darle el torque necesario sin que necesite que un ayudante impida que la cabeza gire. Se tienen también roldanas nervadas, las que se aplanan con el torque especificado, de manera que el instalador puede observar visualmente la adecuada tensión del tornillo. Hay también tuercas autotrabadoras para la instalación en conexiones sujetas a cargas dinámicas, de manera que la tuerca no se afloje durante el servicio.

Los tornillos usados en las aplicaciones estructurales varían de 1/2 a 1 1/2 pulg (ocasionalmente, su utilización de diámetros mayores, especialmente como pernos de anclaje de columnas en conexiones resistentes al momento en las cimentaciones de concreto). Como hay que establecer un balance entre el tamaño de la sección neta de la junta y el número de conectores, los diámetros más comunes de tornillos y remaches son los de 3/4 y 7/8 pulg (20 y 22 mm).

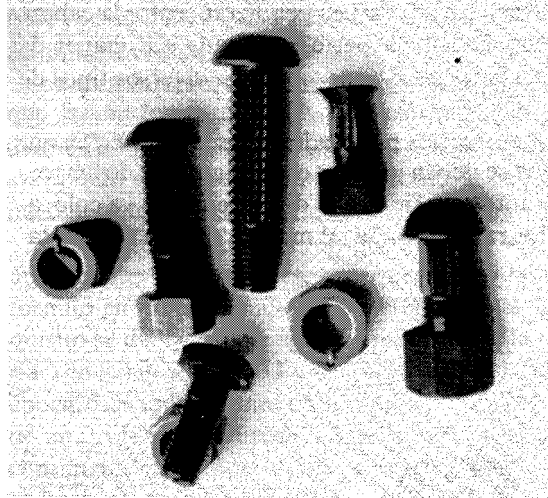


Figura 8-7 Tornillos y accesorios para aplicaciones especiales. Se muestran dos tipos de tornillos de interferencia, contracturas y un tornillo ranurado.

Los tornillos de alta resistencia se instalan con una tensión desarrollada en la espiga del tornillo de aproximadamente el 70 por ciento de la tensión mínima a tensión especificada por la ASTM por cualesquiera de los dos métodos:

1. *Método de la vuelta de tuerca.* La tuerca se aprieta inicialmente hasta un ajuste sin holguras (siendo el punto en el que una llave de tuerca de impacto empieza a tener efecto, o sea aproximadamente 1/2 vuelta a partir del momento en que se desarrolla alguna resistencia en la tuerca usando una llave). A partir de este punto se hace girar la tuerca con respecto a la espiga del tornillo 1/2 vuelta adicional (3/4 de vuelta cuando $L > 8D$ o 200 mm).
2. *Control del torque.* Se usan llaves calibradas de torque o de impacto. Este método requiere el uso de roldanas endurecidas bajo el elemento que gira, ya sea la cabeza o la tuerca del tornillo) para evitar la excoiación y proveer una fricción más uniforme.

Pruebas realizadas en un gran número de juntas atornilladas indican que cualquiera de estos dos métodos ponen suficiente fuerza en la espiga del tornillo para producir la tensión requerida. El lector debe tomar nota de que este procedimiento de instalación somete a prueba al tornillo. Si el tornillo está sobresforzado, sencillamente se parte y se puede instalar un nuevo tornillo. Un tornillo de fabricación defectuosa se detectará fácilmente. Lo que no se puede detectar es si se ha producido la tensión adecuada. Por tanto, es necesario una cuidadosa inspección de la obra, revisando frecuentemente el equipo de instalación para asegurarse de que las juntas son adecuadas.

Tabla 8-2 Tensión mínima prescrita en los tornillos, para la instalación apropiada (a estos valores se les llama también "carga de prueba del tornillo")

Diámetro del tornillo, pulg.	Tensión en el tornillo, kips			Diámetro del tornillo, mm	Tensión en el tornillo, kN		
	A-325	A-449	A-490		A-325	A-449	A-490
$\frac{1}{2}$	12	Usese tornillos A-325 o A-490	17	12.5	52	Usese tornillos A-325 o A-490	73
$\frac{5}{8}$	19		27	15	75		105
$\frac{3}{4}$	28		40	20	141		200
$\frac{7}{8}$	39		55	22	170		240
1	51		73	25	220		310
$1\frac{1}{8}$	56		91	28	275		388
$1\frac{1}{2}$	71		116	30	322		454
$1\frac{3}{8}$	85		138	35	438		618
$1\frac{1}{2}$	104		168	40	591		834
Mayor de 1 1/2	$0.7F_u^a$			Mayor de 40	$0.7F_{ua}$		
<hr/>							
2	137.5 Kips			50	628MPa		
$2\frac{1}{2}$				60			
$2\frac{1}{2}$				65			
$2\frac{3}{4}$				70			
3				75			

^a F_u = resistencia última a tensión (véase tabla 8-1),

Una tensión en el tornillo de aproximadamente $0.7 F_u$ provee adecuada resistencia de reserva para el caso de que el tornillo esté algo sobresforzado (o sea, $3/4$ de vuelta en lugar de $1/2$ vuelta). La tensión en el perno actúa como un resorte macizo para mantener las partes conectadas en su posición relativa. Este efecto de agarre tiende también a mantener la junta de manera que no se afloje la tuerca en las situaciones de carga de fatiga, de modo que no se requiere casi nunca una tuerca de cierre. Si los tornillos A-325 no han sido excesivamente sobresforzados (no más de $1/2$ a $3/4$ de vuelta de la tuerca) se pueden volver a usar una vez o más. Las pruebas de reuso indican que, en muchos casos no se deben volver a usar los tornillos A-490.

La tensión mínima del tornillo, basado en $0.7F_u$ produce la carga mínima de prueba del tornillo, o la tensión de instalación, como se muestra en la tabla 8-2. Con pocos tornillos en una junta, desarrollando tensiones cada uno de ellos, como se muestra en la tabla 8-2, se puede calcular fácilmente la carga sobre la junta que se necesita para producir un deslizamiento relativo entre las partes conectadas:

$$P_{deSliz} = \mu N T \quad (8-1)$$

donde μ = coeficiente de deslizamiento (se pueden usar generalmente 0.35 para un tornillo limpio; casi todas las otras superficies tienen un valor menor, y puede que sea necesario determinar dicho valor por ensayos)

m = número de superficies de deslizamiento
 N = número de conectores
 T = carga de prueba de cada conector (como se ve en la tabla 8-2)

Al considerar la ecuación (8-1) se ve fácilmente que, no importa el tipo diseñado de junta (*fricción* o sea sin deslizamiento, o de *aplastamiento*, con algo de deslizamiento aceptable), la carga aplicada a la junta debe exceder a P_{desliz} antes de que se desarrolle el cortante en el tornillo o el aplastamiento en el mismo. Se puede ver entonces el fundamento de $P_t = A_g F_t$, ya que el efecto de agarre se distribuye fuera de los agujeros a lo largo de la sección crítica neta. Después de P_{desl} la junta desarrolla realmente resistencia, como una combinación de cortante y aplastamiento en el tornillo.

Ejemplo 8-1 ¿Cuál será el factor nominal de seguridad contra deslizamiento relativo en una junta de fricción que usa tornillos A-325 de 20 mm? Tómese $\mu = 0.35$.

SOLUCION La carga de prueba del tornillo es 141 IN (tabla 8-2). El esfuerzo cortante permisible utilizando las especificaciones del AISC (tabla 8-1) es 120 MPa con rosca en el plano de cortante. De la ecuación (8-1):

$$P_{desliz} = m\mu NT = \mu(141)$$

ya que solamente es necesario considerar un tornillo, y se considerará solamente un plano de deslizamiento, como en una junta traslapada. El factor de seguridad se define siempre como

$$SF = \frac{P_{resistente}}{P_{permisible}}$$

El valor de $P_{permisible}$ es

$$P_{desliz} = F_v A_b(nominal)$$

Combinando, se obtiene el factor de seguridad:

$$SF = \frac{0.35(141)}{120(0.7854 \times 0.020^2)10^3} = 1.31$$

El lector deberá tener en cuenta que este factor de seguridad es contra el deslizamiento y no es el factor de seguridad de la junta, que es del orden de 1.67 (para una junta a tensión, y puede depender de la tensión en la sección neta).

8-4 FACTORES QUE AFECTAN EL DISEÑO DE LAS JUNTAS

En la discusión que precede se consideraron diversos factores implicados en el diseño de la conexión, particularmente en lo que respecta a los sujetadores. Se considerarán ahora otros varios factores.

8-4.1 Longitud de la junta

Un factor de considerable importancia es el de las dimensiones de la junta. Obviamente, las juntas más pequeñas son más económicas en el uso del material. Sin embargo, como se hace la suposición de que cada sujetador en una junta soporta una parte prorrataada (que es igual para sujetadores de tamaño constante), se presenta un problema con las juntas largas. Al referirse a la figura 8-8, se ve que la distribución de deformación no es igual entre el primero y el último tornillo. Si la junta es muy larga (no se define aquí específicamente la expresión "muy") es evidente que el primer tornillo llevará más de *PIN* de la carga, y el último tornillo no llevará nada o casi nada. Si se diseña el metal base o placa como adecuada a tensión en la sección neta, la placa no se raja pero se estira según *PLIAE*, de manera que los primeros tornillos (o remaches) o bien sufrirán deformaciones de cortante compatibles, o si no se cortarían si la deformación y el desplazamiento resultante hacia adelante del agujero resulta demasiado grande. La pérdida del primer tornillo transferirá la carga al siguiente tornillo (o tornillos) en la línea, y el siguiente tornillo se podrá cortar y así sucesivamente produciendo una falla progresiva en la junta (este proceso se llama "desabrochado"). Sin embargo, nótese que con las grandes cargas involucradas, este proceso es casi instantáneo. Si la junta es lo suficientemente corta como para que todos los tornillos tengan carga, el primer tornillo se deforma junto con la placa. Cuando se desarrollen deformaciones correspondientes al esfuerzo de fluencia (cortante), los tornillos continúan deformándose sin que haya aumento en la carga, y el siguiente tornillo (o tornillo) en la línea tomará la carga transferida. Se alcanzará la carga última de la junta cuando hayan cedido todos los tornillos. Rara vez se efectúan análisis de compatibilidad de deformación, ya que los factores de seguridad usados, junto con la propiedad de ductilidad del acero son tales que, excepto con juntas largas, solamente ceden los primeros tornillos (si acaso) en una conexión, o cuando menos están cerca de ceder.

Debe tenerse en cuenta que el factor de seguridad de la conexión (especialmente el de los sujetadores) debe ser mayor que el de los miembros que se conectan. Esto se hace para que siempre ocurra la falla del miembro antes que la falla de la junta. La falla de una junta será por lo general catastrófica, mientras que es posible que la falla de un miembro dé tiempo para que se tomen medidas de seguridad.

Teniendo en mente que ninguna junta (con agujeros y en tensión) tiene una eficiencia mayor del 85 por ciento, y basándose en los trabajos de Bendigo, Hansen y Rumpf ("Long Bolted Joints", *Proceedings*, ASCE, Vol. 89, STO, di-

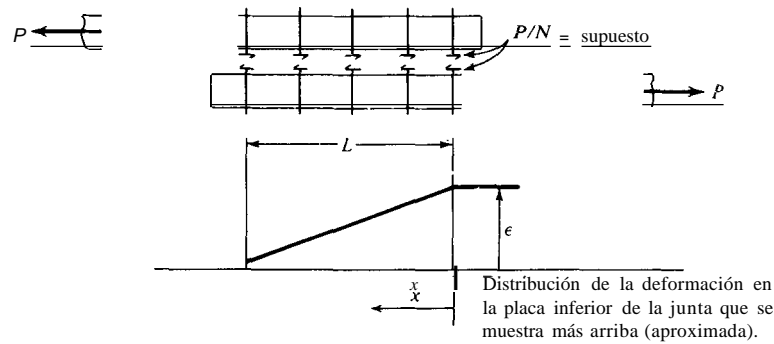


Figura 8-8 Distribución de la carga y deformación en las juntas atornilladas.

ciembre, 1963), se puede calcular la eficiencia de la junta como, suponiendo un espaciado razonable de los tornillos del orden de 3 X diámetro:

$$E = 0.85 - C_1(L - C_2) \quad L \geq C_2 \quad (8-2)$$

donde

$$\text{pie. lb. seg. } C_1 = 0.007 \quad \text{SI: } C_1 = 0.00275$$

$$C_2 = 16 \text{ pulg.} \quad C_2 = 406 \text{ mm}$$

Esta ecuación indica que las conexiones tienen longitudes hasta de 406 mm, tienen una eficiencia de 85 por ciento (esto es, no se efectúa reducción alguna en la capacidad de la conexión debido a la longitud de la junta). Para longitudes mayores, existe una pérdida casi lineal en la capacidad de la junta, hasta alcanzar un valor de aproximadamente el 60 por ciento de la junta corta, cuando la longitud sea del orden de 50 pulg (1250 mm).

Las especificaciones actuales del AISC tienen en cuenta indirectamente las juntas largas usando el factor de eficiencia de 85 por ciento y ajustando el esfuerzo permisible del sujetador. Los valores de los esfuerzos del sujetador (para conexiones de aplastamiento) se consideran válidos hasta una longitud de junta de 50 pulg (1250 mm). Para valores mayores que esta longitud el esfuerzo cortante permisible se debe reducir un 20 por ciento. Teniendo en cuenta que las especificaciones proveen los requerimientos mínimos, el diseñador estructural tiene la opción de usar la ecuación (8-2) para longitudes intermedias de la junta, entre 16 y 50 pulg.

8-4.2 Distancia al borde

Si los tornillos en la línea de esfuerzos están situados demasiado cerca del borde, puede que sea posible que se arranque la placa, como se muestra en la figura 8-3b/ y en la junta real que se muestra en la figura 8-9. Esto se puede evitar usando una distancia al borde obtenida igualando las fuerzas cortantes y usando $F_v = \text{constante}$ tanto para el tornillo como el metal base, para así obtener

$$AbF_v = dtF_v$$

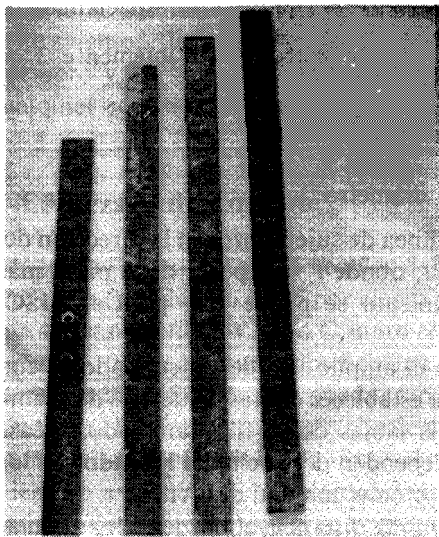
de donde se encuentra que la distancia al borde, d , $d = \frac{A_b}{t}$

El AISC requiere esta distancia al borde en la sección 1-16.4, y usar una distancia al borde $d' = 2d$, cuando el tornillo está a doble cortante.

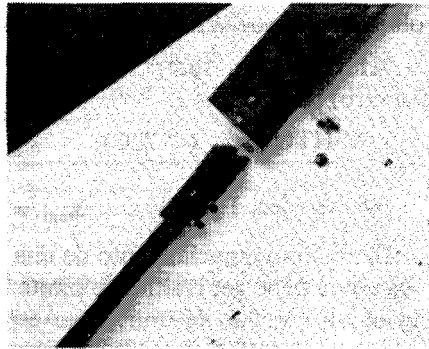
Cuando se vaya a punzonar los agujeros, es necesario tener distancias adecuadas al borde y al extremo, para evitar daños por alabeo en el material. Las especificaciones del AISC (Sección 1-16.4) dan estas distancias basadas en el diámetro nominal del tornillo. Para diámetros de los tornillos, $d \leq 1 \frac{1}{4}$ pulg (30 mm), la dimensión nominal medida del centro del agujero al borde es:

Borde cortado: $De = 1.7 \times \text{diámetro}$ (redondeado hasta el $1/8$ pulg más cercano, o 3 mm)

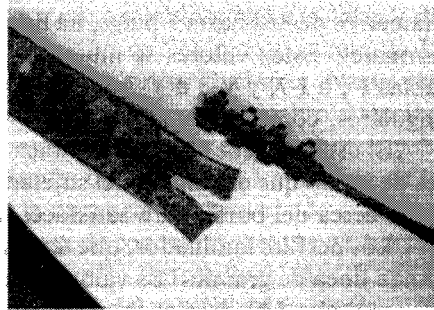
Borde laminado: $De = 1.4 \times \text{diámetro}$ (redondeado hasta el $1/8$ pulg más cercano, o 3 mm)



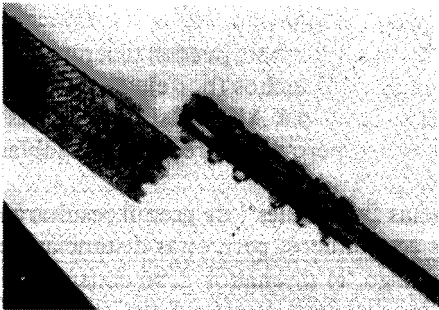
(a)



(b)



(d)



(e)

Figura 8-9 Diversas maneras de fallar una junta. (a) Varias juntas. (b) Falla por cortante de un tornillo. (e) Tensión en la sección neta. (d) Falla por rasgamiento debido a que los tornillos estaban demasiado cerca del extremo en la dirección del esfuerzo.

Para diámetros del tornillo mayores de $1\frac{1}{4}$ pulg. (o 30 mm) se usará:

Borde cortado: $De = 1.75 \times \text{diámetro}$

Borde laminado: $De = 1.25 \times \text{diámetro}$

8-4.3 Distribución de los tornillos y distancias de gramil

Es necesario asegurarse de una junta razonablemente compacta y donde el material conectado esté en un contacto razonablemente efectivo, de manera que la fricción desarrollada por el agarre, sea uniforme entre las partes. Si los tornillos están muy juntos, se tendrá interferencia, ya que el máximo coeficiente de fricción es $\mu \approx 0.35$, y la superposición de los efectos produce una resistencia límite de fricción (es decir, μN no aumenta sin límite con el aumento de N). Un espaciamiento demasiado cercano puede traer dificultades al instalar los sujetadores, ya que la cabeza de la llave requiere un espacio mínimo de operación. Estos problemas se resuelven con el uso de los requerimientos mínimos de espaciamiento:

AISC (Sec. 1-16.4): $s_{min} = 2.67 \times \text{diámetro}$ (preferiblemente $3 \times \text{diámetro}$).

AASHTO (Sec. 1-7.22C): $s_{min} = 3 \times \text{diámetro}$

AREA (Sec. 1-9.3): $s_{mio} = 3 \times \text{diámetro}$

El máximo espaciamiento de una sola línea de sujetadores en la dirección del esfuerzo se debe generalmente limitar a $12t$, donde t = espesor de la parte más delgada que se ha de unir. Este espaciamiento se puede usar para el AISC, AASHTO, y AREA.

La práctica de fabricación, junto con el amplio uso de los sujetadores con diámetros de $3/4$ hasta 1 pulg., ha llevado a establecer ciertas distancias de gramil normales. Estos valores se muestran en las tablas de perfiles laminados (véase tablas 1-e a 1-7, y V-3 a V-7 del SSDD) y dependen del ancho de los lados en los angulares, como en las tablas 1-13 y V-13, y en el manual del AISC.

El usuario debe verificar también la mínima distancia al borde en los angulares de modo que el tamaño del sujetador no resulte en un agujero que está demasiado cerca del borde para satisfacer las especificaciones.

Los perfiles laminados, que tengan patines muy anchos, pueden tener una segunda línea de gramil. Los valores para patines muy anchos (por ejemplo, W14, mayores que 142 lb/pie) se muestran en el manual del AISC, así como en las tablas que se obtienen de los fabricantes de acero, pero no aparecen en las tablas SSDD.

El lector debe fijarse en que las distancias "normales" de gramil resultarán por lo general en costos de fabricación más económicos, pero estas distancias no son las únicas que se pueden usar. Sin embargo, el diseñador debe consultar al fabricante, en el caso de que se contemple usar distancia de gramil distintas de las normales, a fin de producir una junta económica.

8-4.4 Diseño mínimo de las juntas

Las especificaciones del AISE requieren que todas las conexiones, excepto las de las armaduras, que soportan esfuerzos calculados se diseñen para la carga de diseño, pero no menos de 6 kips (o 27 kN).

Las especificaciones del AISE requieren que las juntas en las armaduras, ya sea a tensión o compresión, se diseñen para la carga de diseño, pero que nunca sea menor que el 50 por ciento de la resistencia efectiva del miembro, basada en el tipo de esfuerzo de diseño.

Las especificaciones de la AASHTO requieren que las conexiones se diseñen sobre la base del promedio de la carga de diseño y la resistencia efectiva del miembro, pero que no sea menor que el 75 por ciento de la resistencia efectiva del miembro. Esto se debe a que muchos de los miembros estructurales en el diseño de la AASHTO están controlados por otros factores que no son el esfuerzo, como la L/r . Se requieren cuando menos dos sujetadores en cualquier conexión diseñada según la AASHTO.

El AREA requiere que las conexiones de los miembros principales se diseñen para la resistencia efectiva total del miembro. Para miembros secundarios y contravientos, la conexión se diseñará para el promedio de la resistencia del miembro y el esfuerzo de diseño. Se requiere un mínimo de tres conectores en cualquier conexión diseñada según el AREA.

8-4.5 Rezago del cortante

Las juntas largas no son deseables desde el punto de vista de la reducción de la eficiencia (por debajo de 85 por ciento cuando $L > 406$ mm), pero en los casos en que se usan perfiles W, S, o e junto con placas de conexión en los patines (véase figura 8-10), es necesario obtener una junta suficientemente larga para que el esfuerzo en la sección A-A se pueda transferir a y por los patines. hasta las placas de conexión. La fuerza axial en el miembro a tensión que se muestra, retarda la transferencia a la placa de conexión, debido a su distribución a través del miembro a tensión. Si la longitud de la junta es muy larga, el miembro a tensión podrá fallar debido a una gran concentración de esfuerzos en el alma, produciendo una rasgadura y una falla progresiva a través de la sección. La medida de la eficiencia del rezago del cortante se basa en la distancia desde el eje de gravedad del miembro hasta el plano del sujetador (o placa de conexión). Munse y Chesson ("Riveted and Bolted Joints: Net Section Design", *Proceedings*, ASeE, STI, febrero, 1963) dan una ecuación para la eficiencia del rezago del cortante:

$$E_{sl} = \left(1 - \frac{\bar{x}}{L}\right) 100 \quad (8-3)$$

donde \bar{x} = distancia desde el eje de gravedad al plano del sujetador (= $d/2$ para los perfiles W y sencillamente x en las tablas de angulares)

L = longitud de la junta

Para casi todas las secciones bien diseñadas, la ecuación (8-3) debe dar un valor de e_{sl} de 85 a 90 por ciento. Las reducciones del AISC para el rezago del cortante se presentaron en la sección 5-3.2.

3. Transferencia inicial de parte del esfuerzo en el patín a las placas de conexión.

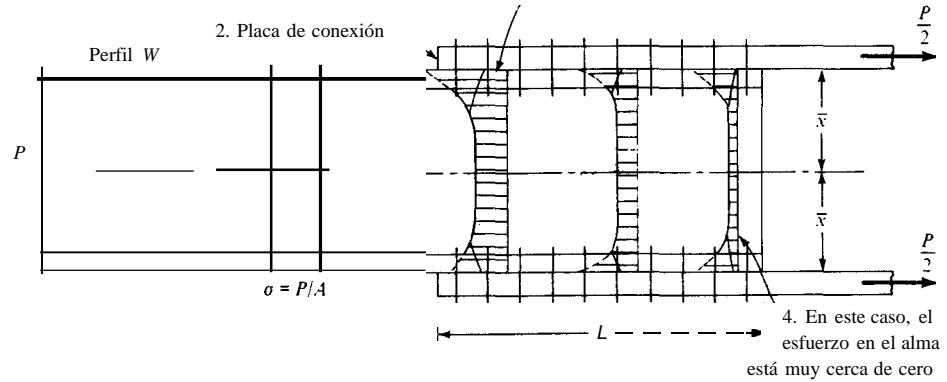


Figura 8-10 Rezago del cortante en un perfil W conectado a un par de placas de conexión.

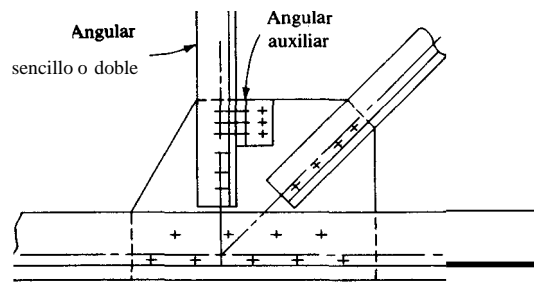


Figura 8-11 Angulares auxiliares. Se pueden usar angulares auxiliares en ambos lados de la placa de asiento, cuando se usa un par de angulares como puntal.

8-4.6 Tornillos largos

Las primeras pruebas realizadas con los remaches, indicaban una pérdida de eficiencia debido a la flexión, cuando la relación L/d era mayor que aproximadamente 5. Las pruebas de tornillos de alta resistencia para valores de L/d hasta cerca de 9, no indicaron ninguna pérdida significativa de eficiencia. Con base en estas consideraciones, se requiere un aumento en los remaches y los tornillos A-307, como se indica a continuación:

	Aumento requerido
AISC (remaches y tornillos A-307)	1 por ciento para cada 1116 pulg (3 mm) en exceso de $L = 5D$
AASHTO	1 por ciento para cada 1116 pulg (3 mm) en exceso de $L = 4.5D$
AREA	igual a AASHTO

8-4.7 Angulares auxiliares

Se pueden usar angulares auxiliares para reducir la longitud de la junta y el rezago del cortante de miembros con uno o dos angulares, como se ve en la figura 8-11. El uso de un angular auxiliar en el extremo delantero de la junta tiende a hacer cero el término \bar{x}/L en la ecuación (8-3). Sin embargo, puede que se requiera cierta inventiva para que la sección neta no se reduzca excesivamente debido a los agujeros de los tornillos extra para el angular auxiliar.

8-4.8 Distribución del cortante y el aplastamiento entre los sujetadores de un grupo

Una premisa básica en el diseño de conexiones es que cada sujetador soporte una prorrata de la carga de la conexión. Para una junta con sujetadores de tamaño

Tabla 8-3 Tabla para determinar la longitud requerida de los tornillos, basándose en el agarre y la longitud de rosca (úsese la tabla para determinar si la rosca caerá dentro del plano de cortante; véase el ejemplo que aparece más abajo)

$L_{eq} = \text{agarre} + L$; redondéese L_{eq} hasta el siguiente 1/4 pulg o 6 mm

Tamaño del tornillo, pulg	L de la rosca	L pulg	Tamaño del tornillo, mm	L de la rosca-	L, mm^a
$\frac{1}{2}$		$\frac{11}{16}$	12.5	25	18
$\frac{5}{8}$	$1\frac{1}{4}$	$\frac{7}{8}$	15	30	22
$\frac{3}{4}$	$1\frac{3}{8}$		20	35	25
$\frac{7}{8}$	$1\frac{1}{2}$	$1\frac{1}{8}$	22	38	28
	$1\frac{3}{4}$	$1\frac{1}{4}$	25	45	30
$1\frac{1}{8}$	2	$1\frac{1}{2}$	28	50	38
$1\frac{1}{4}$	2	$1\frac{5}{8}$	30	50	42
$1\frac{3}{8}$	$2\frac{1}{4}$	$1\frac{3}{4}$	35	55	45
$1\frac{1}{2}$	$2\frac{1}{4}$	$1\frac{7}{8}$	40	55	50

Ejemplo: Para la conexión que aparece en el dibujo y que usa un tornillo de 3/4 pulg de diámetro, ¿estará la rosca en el plano de cortante (definido por la unión de la placa)?

$$\text{Agarre} = 3/8 + 7/16 + 3/8 = 1\ 3/16 \text{ pulg.}$$

De la tabla, $L = 1 \text{ pulg.}$

$$\text{Agarre} = 1\ 3/16''$$

$$L_{req} = 1\ 3/16 + 1 = 23/16$$

Redondéese hasta el siguiente 114 pulg.

$$L_{req} = 2\ 1/4 \text{ pulg.}$$

Longitud de la rosca = $1\ 3/8$ (de la tabla)

$$2.25 - 1.375 = 0.875 \text{ pulgadas.}$$

Distancia para las dos placas = $3/8 + 7/16 = 0.8125 \text{ pulg.}$

Por consiguiente, la rosca está fuera del plano de cortante.

constante, en un patrón simétrico y cargados de tal modo que la carga pase por el centro del patrón, la carga es

$$P_{sujet} = \frac{P_{total}}{\text{número de sujetadores}}$$

Esta suposición se puede hacer para el cortante o el aplastamiento del sujetador. En algunas especificaciones se considera al aplastamiento como el producido por el sujetador sobre el metal base y en otras del metal base sobre el sujetador. El área de cortante se obtiene usando el diámetro nominal del sujetador. El área de aplastamiento es igual a 1 diámetro proyectado del sujetador x espesor de la placa: la carga P_i del sujetador es

$$P_c = A_b \times F_c \text{ (cortante)}$$

$$P_b = D \times t \times F_b \text{ (aplastamiento)}$$

No se tiene en cuenta el hecho de que el tamaño del agujero sea $1\ 1/16 \text{ pulg.}$ (1.5mm mayor que la espiga del tornillo, para el caso del plastamiento).

Cuando el grupo de sujetadores es asimétrico, o la carga no pasa por el centroide del grupo los sujetadores no están igualmente esforzados. Esta situación se considera en la siguiente sección.

Se observará que el esfuerzo cortante permisible F_c depende de la suposición de diseño de que la junta sea del tipo de *fricción* o de aplastamiento, y de que si la rosca del tornillo está en el plano de cortante para la conexión de tipo de aplastamiento; La tabla 8-3 se puede usar para determinar si la rosca está en el plano de cortante. Se pueden usar las tablas 8-1, 8-4, Y8-S para obtener los esfuerzos permisibles según las especificaciones del AISC, ASSHTO, o AREA, respectivamente. La tabla 8-6 puede servir para obtener los esfuerzos permisibles de aplastamiento de metal base a tornillo, o de tornillo a metal. Los valores del AISC que aparecen en esta tabla se basan en la resistencia última del material conectado calculado como

$$F_b = 1.5 F_u$$

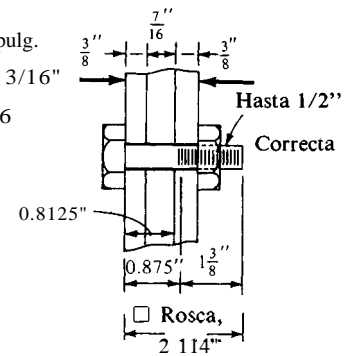


Tabla 8-4 Esfuerzos permisibles en tornillos y remaches para las especificaciones de la AASHTO (úse el esfuerzo dado con el área nominal del tornillo, excepto para los tornillos A-307 a tensión) *)a

	Tensión, F_t	Aplastamiento, F_b	Esfuerzo cortante permisible, F_v	
			Fricción-	Aplastamiento"
Material	Kips/pulg.?	Kips/pulg.?	Kips/pulg.?	Kips/pulg.z
Remaches				
A-502, grado 1	- -	40 275	- -	13.5 93
grado 2	- -	40 275	- -	20.0 T38
Tornillos				
A-307	13.5 93	20 138	- -	11.0 76
A-325N ^e	36 250	40 275	13.5 93	- -
A-325X	36 250	40 275	- -	20.0 138
A-490N	48 330	50 345	18.0 124	- -
A-490X	48 330	50 345	- -	29.0 200

a Datos tomados de las especificaciones de la AASHTO, 12a. ed., secciones 1-7.22 y 1-7.41.

b F_b = esfuerzo cortante permisible sobre el remache o tornillo, procedente del material que se sujeta.

c Se requieren conexiones a fricción en los casos en que la conexión esté sometida a inversión de esfuerzos.

d Los tornillos en las conexiones de aplastamiento tienen que ser del tipo X (la rosca está excluida de los planos de cortante). Se usarán conexiones de tipo de aplastamiento para miembros a compresión, o miembros secundarios. Redúzcase un 20 por ciento los valores de los tornillos de alta resistencia, si la longitud de la junta es mayor que 24 pulg. y $F_v < k_2$ kips/pulg.s.

N, roscas en el plano de cortante; X, roscas excluidas del plano de cortante (igual que para el AISC).

No se hace distinción alguna entre los sujetadores a simple o doble cortante. El esfuerzo de aplastamiento de la AASHTO, metal a sujetador es:

$$F_v = 1.22F_y$$

Tabla 8-5 Esfuerzos en los sujetadores según el AREA (todas las conexiones son del tipo de "fricción")

Sujetador	F_t		F_v	
	kips/pulg. ²	MPa	kips/pulg.I	MPa
Remaches»				
Remachadas a mano			11.0	76
Remachadas a presión			13.5	93
Tornillos>				
A-325	36	248	20	138
A-490	36	248	27	186

a Se usará esfuerzo de aplastamiento en los remaches: cortante simple, 27 kips/pulg- 0185 MPa; cortante doble, 36 kips/pulg- o 250 MPa.

b No es necesario considerar el aplastamiento en los tornillos de las conexiones a fricción.

y estará generalmente limitado por los esfuerzos del sujetador al metal, como se muestra en la tabla 8-4, bajo la columna encabezada F_b .

Los valores para el aplastamiento que da el AREA se estipulan según el tipo de sujetador, excepto que no se considera el aplastamiento en el diseño de conexiones que usan tornillos de alta resistencia. Estos valores se muestran en la tabla 8-6.

Tabla 8-6 Valores de aplastamiento para remaches y tornillos según las varias especificaciones (la parte superior de la tabla es para metal sobre sujetador, la parte inferior es para sujetador sobre metal ^s)

Material		F_u		AISC		AASHTO		AREA	
Kips/pulg.s		Kips/pulg.?		Kips/pulg.?		Kips/pulg.I		Kips/pulg.?	
A-36	250	58	400	87.0	600	44.0	305	—	—
$F_y = 46$	315	67	460	100.5	690	56.1	390	—	—
$F_y = 50$	345	65	450	97.5	675	61.0	421	—	—
$F_y = 60$	415	75	520	112.5	780	73.2	506	—	—
Tornillos A-307				—	—	20	140	—	—
Remaches A-SO1 y A-502				—	—	40	275	—	—
Remaches a presión: cortante simple				—	—	—	—	27	185
cortante doble				—	—	—	—	36	250
Tornillos A-325 y A-490				—	—	40	275	No se requieren	

^a Parte superior: $F_b = 1.5F_u$; AASHTO: $F_b = 1.22F_y$. Parte inferior: depende del ajustador; el aplastamiento del sujetador controla generalmente en el diseño de puentes.

8-4.9 Factor nominal de seguridad del conector y conexiones

El factor nominal de seguridad contra el deslizamiento en juntas atornilladas es del orden de 1.25 a 1.30 (según se calculó en el ejemplo 8-1). Queda por averiguar cuál será el factor nominal contra la falla, de la junta y de los conectores mecánicos.

El factor de seguridad de los conectores mecánicos se puede estimar fácilmente basándose en los valores últimos de los esfuerzos a tensión y cortante, divididos por los valores permisibles que se dan en las tablas 8-1, 8-4, Y8-5.

Pruebas de resistencia al cortante realizadas sobre tornillos de alta resistencia (véase Wallaert y Fisher, "Shear Strength of High Strength Bolts", *Journal Of Structural Division*, Asee, ST5, octubre, 1965) dan valores para el cortante último en términos de la resistencia última a tensión F_u de (véase tabla 8-1):

$$T_u = 0.62 F_u \text{ (placas a tensión)}$$

$$T_u = 0.68 F_u \text{ (placas a compresión)}$$

Estas pruebas indicaron que la tensión inicial del tornillo (efecto de agarre de la placa) no afecta la resistencia última a cortante del tornillo.

Si se designa el factor de seguridad F como

$$F = \frac{\tau_u}{F_v}$$

se obtiene para los pernos A-325 en conexiones de fricción, como diámetros 25 mm (los de uso más corriente)

$$F = \frac{0.62(825 \text{ MPa})}{120} = 4.26$$

La geometría de la junta reduce este valor de F a algo así como del orden de 3.3 para juntas compactas (en las pruebas) a alrededor de 2.0 para juntas cuya longitud sobrepasa los 1270 mm (50 pulg.). Este valor de F se compara con el valor a tensión sobre la sección transversal para el acero A-36 de

$$F = \frac{F_u}{0.58F_u} = 1.72 \quad (\text{sección neta después del deslizamiento})$$

$$\text{o} \quad F = \frac{F_u}{0.6F_y} = \frac{400}{150} = 2.67 \quad (\text{sección bruta antes del deslizamiento})$$

Las observaciones efectuadas sobre juntas con largo tiempo en servicio indican que un factor de seguridad para los sujetadores de $F > 2.0$ da un servicio satisfactorio.

8-4.10 Empalmes en vigas

Es frecuente que las vigas se empalmen para producir claros continuos. Por lo general, estos empalmes se colocan cerca del lugar de cero cortante en el claro. Cualquier uso que se haga de sujetadores mecánicos en el patín de tensión reducirá algo el área efectiva. Basándose en pruebas, las especificaciones del AISC y las recientes de la AASHTO permiten que el diseñador use el área bruta del patín para los cálculos de esfuerzo, siempre que los agujeros (en el patín a tensión) representen menos del 15 por ciento del área del patín a tensión. Cuando el área de los agujeros exceda el 15 por ciento, se reduce el área del patín en la porción de agujeros en exceso del 15 por ciento.

Por ejemplo, si $A_f(\text{del patín a tensión}) = 20$, $A_{\text{agujeros}} = 4$, el porcentaje de área de agujeros = $4 \times 100/20 = 20$ por ciento. El exceso de área de los agujeros = $20 - 15 = 5$ por ciento, y el área del patín a tensión es $20 - 0.05 = 19$, y no 16 como se obtendría descontando toda el área de los agujeros ($20 - 4 = 16$).

Estos cálculos se deben usar también con las placas de empalme del patín.

Ejemplo 8-2 ¿Cuántos tornillos A-325 se requieren para el empalme a tensión de la sección C310, que se muestra en la figura E8-2a, si el metal es de $F_y = 250$ MPa, y se supone que la conexión es del tipo de fricción, o del tipo de aplastamiento?

SOLUCION Se usarán tornillos de 22 mm de manera que el diámetro del agujero = $22 + 3.0$ mm. Además, como cada tornillo debe trabajar a cortante doble que el alma de la viga se deslice entre las dos placas de empalme, la carga por tornillo es

$$P_{\text{tornillo}} = 2 \times A_b \times F;$$

Para una conexión del tipo de fricción:

$P_{10m} = 2(0.7854 \times 0.022^2)(120) = 91.2$ kN/tornillo (doble cortante). El número de tornillos requerido es $N = 442.5/91.2 = 4.85$. Se usarán cinco tornillos. Se usará el patrón de tornillos de la figura E8-2b, de tal modo que el ancho de la placa de empalme sea un máximo, pero que se obtenga la máxima sección neta para el canal.

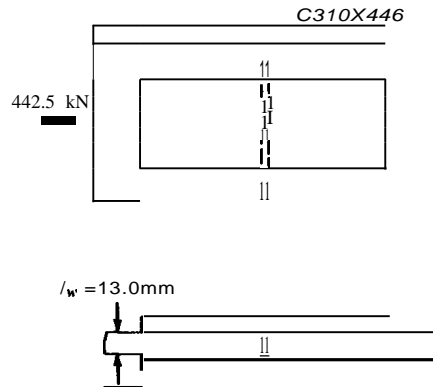


Figura S-2a

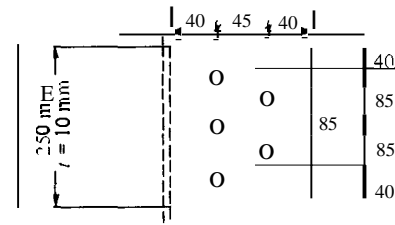


Figura S-2b

Compruébese la sección neta de las placas de empalme. Descontando tres tornillos, los requerimientos del área son:

$$\text{Bruta: } A_p = \frac{442.5}{2 \times 0.6 F_y} = 1.475 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$\text{Neta: } A_p = \frac{442.5}{2 \times 0.5 F_u} = 1.106 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_g \geq \frac{1.106}{0.85} = 1.301 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Pruébese con dos placas de 250 x 5 mm, con tres agujeros en la sección crítica.

$$A_{\text{neta}} = [250 - 3(25.0)]0.01 = 1.75 \times 10^{-3} > 1.106$$

Para una línea de tres tornillos y bordes cortados, la distancia mínima al borde es

$$1.7(22) = 37.4 \text{ mm se usarán } 40 \text{ mm}$$

$$\text{Espaciamiento mínimo de los tornillos} = 3D = 3(22) = 66 \text{ mm}$$

$$\text{Espaciamiento por usar} = \frac{250 - 2^{2(40)}}{2} = 85 > 66 \text{ mm} \quad C_{\text{correcta}}$$

Para los dos tornillos delanteros:

$$\text{Se centran los tornillos a } 40 + \frac{85}{2} = 82.5 \text{ mm de los bordes}$$

El espaciamiento hasta el borde es menor que el máximo permisible de $12t = 12 \times 10 = 120 \text{ mm}$. Úsese una distancia de 40 mm del tornillo del frente al borde de la placa de empalme (1.750 para bordes cortados) y de manera similar de los tornillos de atrás al borde de la W410. Establézcase la distancia de gramil de modo tal que solamente haya que deducir dos agujeros de la sección crítica neta.

$$W_{\text{neta}} = 250 - 3(25) = 250 - 5(25) + \frac{4s^2}{4g}$$

$$\frac{4s^2}{4(85/2)} = 50$$

$$s = \sqrt{2125} = 46.1 \text{ mm} \quad \text{úsese } s = 50 \text{ mm (selección arbitraria)}$$

Compruébese el aplastamiento:

$$\begin{aligned} \text{En las placas de empalme: } P_b &= N \times A_b \times F_b = 5(0.01)(22)(1.50 \times 4(0)) \\ &= 660 > 442.5 \quad \text{Correcta} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{En el alma del C310: } P_b &= 5(0.013)(22)(1.50 \times 400) \\ &= 858 > 442.5 \text{ kN} \quad \text{Correcta} \end{aligned}$$

Úsense cinco tornillos para la conexión de fricción.

Para una conexión de tipo de aplastamiento:

$$\text{Agarre} = 2 \times 5 \times 13.0 = 23.0 \text{ mm}$$

$$L_{\text{req.}} = 23.0 + 28 = 51 \quad \text{se usará } 55 \text{ mm}$$

$$L_{\text{rosca}} = 38 \text{ mm (tabla 8-3)}$$

$$\text{Ancho de una placa de empalme} + \text{alma de la viga} = 5 + 13 = 18.0 \text{ mm}$$

$$\text{Distancia de la cabeza del tornillo hasta el fin de la rosca} = 55 - 38 = 17 \text{ mm} < 18 \text{ mm}$$

Este cálculo muestra que la rosca está en el plano de cortante, de manera que $F_v = 150$ MPa (en lugar de 205) y P_{torn} es

$$P_{tornillo} = 2 \times A_b \times F_v = 2(0.7854 \times 0.022^2)(150)HY = 114 \text{ kN}$$

$$N_{tornillos} = \frac{P}{P_{tornillo}} = \frac{452.5}{114} = 3.97 \quad \text{sean 4 tornillos}$$

$$N_{brg} = 0.013 \times \frac{452.5}{22} \times 1.50 \times 400 = \frac{26}{1} \quad (\text{se usan también 4})$$

Se usarán dos hileras de dos tornillos para el empalme del tipo de aplastamiento.

Ejemplo 8-3 Diseñese la conexión para el miembro vertical a compresión (No. 7) de la armadura de carretera de los ejemplos 5-7, 6-4, y 6-6. Refiérase a la figura E6-6 del ejemplo 6-6, y a la figura E8-3 (refiérase también al puente de la figura 8-4b). Los ejemplos anteriores se usaron para diseñar el poste terminal y los miembros del alma 7 y 9. Se usará la misma sección que se usó para el poste terminal para la cuerda superior (todos en compresión). El resto de los miembros del alma pueden usar la misma sección que el 7 y el 9 (ya que controlaba L/r más bien que el esfuerzo). En cualesquiera de los casos, se diseñará la conexión para el miembro vertical del alma (No. 7), que está a compresión. Datos para la W12 x 58:

$A = 17.00$ pulg.² $d = 12.19$ pulg. $t_f = 0.640$ pulg. Usese acero A-36 y las especificaciones de la AASHTU. Usense tornillos A-325 de alta resistencia. $P_{r\max} = -99.3$ kips ($P_{r\min} = -40.6$ kips). $t = 5/16$ pulg. para la placa de conexión (t mínimo permitido por la AASHTU para una placa).

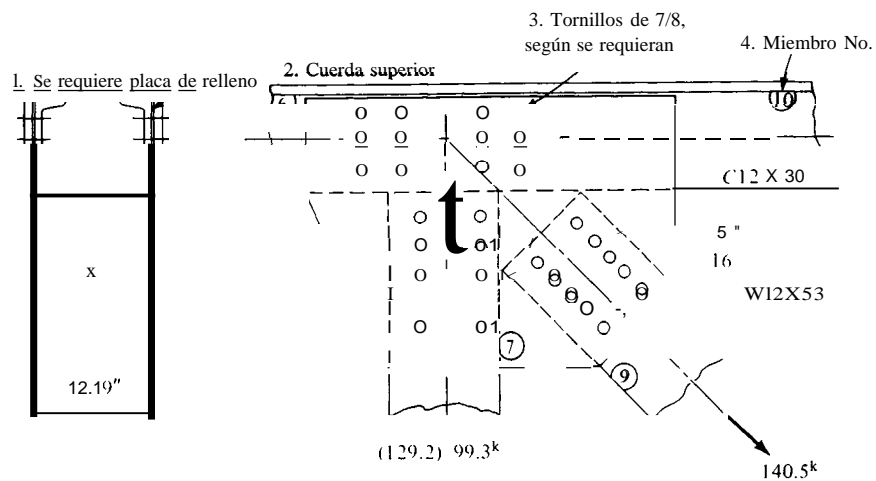


Figura E8-3

SOLUCION El diseño del sujetador se basará en una conexión del tipo de fricción. La AASHTO no permite una conexión del tipo de aplastamiento en un miembro principal. No es necesario considerar el rango de esfuerzos en el diseño de la conexión.

Se probarán cuatro tornillos de 7/8 pulg. de diámetro, en una sección como la que se muestra en la figura E8-3, la misma que se supuso en el diseño del miembro 9 a tensión en el ejemplo 5-7. No es necesario hacer la deducción para el área neta para los miembros a compresión, a menos que no ocurra una inversión total de esfuerzos (lo que no ocurre en este caso).

La AASHTO (Sección 1-7.16) requiere que una conexión se diseñe para el promedio de la carga de diseño y la resistencia total efectiva del miembro, pero que no sea menor del 75 por ciento de la resistencia efectiva del miembro. Del ejemplo 6-4, el esfuerzo axial permisible de compresión era de 9.35 kip/pulg.².

$$P_{str} = A F_a = 17.00(9.35) = 159.0 \text{ kips}$$

$$P_{av} = \frac{159.0 + 99.3}{2} = 129.2 \text{ kips}$$

El criterio del 75 por ciento de la resistencia para el miembro da

$$P_{0.75} = 159.0(0.75) = 119.3 \text{ kips} < 129.2$$

De la tabla 8-4, el esfuerzo cortante permisible en el tornillo es $F_v = 13.5$ kip/pulg.². El número de tornillos requeridos en la conexión para transferir 129.2 kips es

$$N = \frac{P}{A_b F_v} = \frac{129.2}{0.7854 \times 0.875^2 \times 13.5} = 15.9 \text{ tornillos}$$

Use $N = 16$ tornillos por simetría y porque no es posible usar 0.9 de tornillo. El uso de 16 tornillos requiere cuatro filas. Use un espaciamiento para los tornillos de $3D$:

$$s = 3\left(\frac{7}{8}\right) = 2\frac{5}{8} \text{ pulg.}$$

Use una distancia mínima al borde en la línea de esfuerzo de 1 1/2 pulg. ($1.75D$ para bordes cortados)

$$\text{Longitud total de la junta} = 4(2.625) + 2(1.5) = 13.5 \text{ pulg}$$

Con una longitud de junta de 13 1/2 pulg. (nominal), el rezago del cortante no constituye un factor. La distancia transversal mínima que se requiere hasta el borde = $1.25D$, redondeado hasta el 1 1/8 pulg. más cercano por arriba, o 3 mm para los patines de vigas y canales (pero no para placas y otros elementos). Esto da

$$de = 1.25\left(\frac{7}{8}\right) = 1\frac{1}{8} \text{ pulg. (1.125 pulg.)}$$

La distancia suministrada y basada en la distancia normal de gramil = 5.5 pulg (véanse tabla 1-3) se calcula como

$$d_{sum} = \frac{b_f}{2} - \frac{5.5}{2} = \frac{10.01}{2} - \frac{5.5}{2} = 2.26 \text{ pulg} \quad \text{Correcta}$$

Compruébese el aplastamiento del perno sobre la placa de conexión, ya que $t_p = 0.313 < 0.640$ del patín de una W12.

$$P_{apl.} = 16(0.875 \times 0.313)(40) = 175.3 \text{ kips} > 129.2 \quad \text{Correcta}$$

La placa de conexión se puede hacer lo suficientemente ancha para que la tensión sobre la sección neta no constituya un factor. Se necesitarán algunas placas de relleno entre la placa de conexión y los canales, puesto que la sección W12 tiene un peralte mayor de 12 pulg. ///

Ejemplo 8-4 Diseñese la conexión para los miembros verticales de la armadura principal de techo del ejemplo 2-6, que se diseñaron en el ejemplo 5-6. $F_y = 250 \text{ MPa}$. Otros datos incluyen:

$$P = 70.18 \text{ kN (tensión)}$$

$$2 \text{ L127} \times 89 \times 6.3 \text{ (Ljr-control)}$$

$$A_{sum} = 2.66 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \quad A_e = 1.695 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

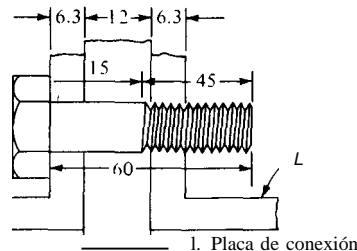
Este diseño se basa en el uso de una placa de conexión de 12 mm y tornillos de alta resistencia de 25 mm.

SOLUCION El AISC requiere que las conexiones para los miembros de armaduras se diseñen, ya sea para la carga de diseño o para el 50 por ciento de la resistencia efectiva del miembro.

$$P_{50} = 0.5(0.6F_y)A_g = 0.5(150)(2.66) = 199.5 \text{ kN} \quad \text{rige}$$

$$P_{50} = 0.5(0.5F_u)A_e = 0.5(200)(1.695) = 169.5 \text{ kN}$$

Los tornillos que atraviesan los angulares y la placa de conexión estarán a doble cortante, como se ilustra en la figura E8-4b. Como prerrogativa del diseñador, supóngase que es satisfactoria una conexión del tipo de aplastamiento (se puede tolerar el deslizamiento). Verifíquese la longitud del tornillo usando la tabla 8-3 para comprobar si la rosca está en el plano de cortante.



1. Placa de conexión

Figura 8-4a

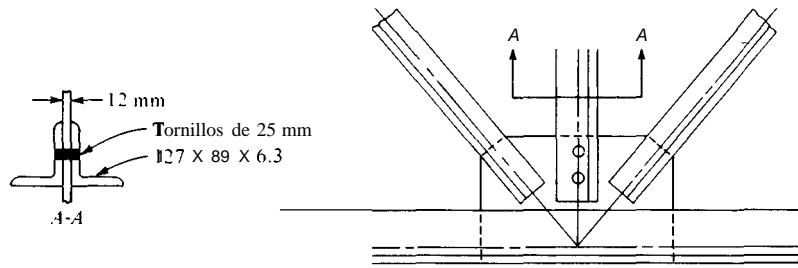


Figura S-4b

$$\begin{aligned} \text{Agarre del tornillo} &= 6.3 \times 2 + 12 = 24.6 \text{ mm} \\ L &= 24.6 + 30 = 54.6 \text{ se usará } 60 \text{ mm} \\ L_{\text{rosca}} &= 45 \text{ mm (tabla 8-3)} \\ \text{Un angular} + \text{placa de conexión} + 6.3 + 12 &= 18.3 \text{ mm} \\ \text{Alcance de la rosca} &= 60 - 45 = 15 \text{ mm} \end{aligned}$$

15 mm < 18.3 la rosca está en el plano de cortante (véase figura E8-4a)
Con la rosca en el plano de cortante, $F_t = 150 \text{ MPa}$ (Tabla 8-1):

$$\begin{aligned} P_{\text{ornillo}} &= 2(0.7854 \times 0.025^2)(150)10^3 = 147 \text{ kN} \\ N &= \frac{199.5}{147} = 1.36 \end{aligned}$$

Se usan dos tornillos para el cortante, ya que no es posible usar una fracción de tornillo.

Verifíquese el aplastamiento:

$$F_b = 1.5(400) = 600 \text{ MPa (Fu de la tabla 8-6)}$$

Sobre los angulares: $P_b = 2(2 \times 0.0063)(25)(600) = 378.0 > 175.9 \text{ kN}$
Correcta

Sobre la placa de conexión: $P_b = 2(0.012 \times 25)(600) = 360 > 175.9 \text{ kN}$
Correcta

Se usarán dos tornillos A-325 de 25 mm y una placa de conexión de 12 mm. ///

8-5 REMACHES Y TORNILLOS SOMETIDOS A CARGAS EXCENRICAS

En general, se desprecia la excentricidad de la carga en un grupo de tornillos, cuando dicha excentricidad es menor de 2 1/2 pulg (60 mm). Dentro de esta categoría se encuentran las juntas como la simple conexión estructural de la figura 8-20, la que tiene amplia utilización. La conexión de ménsula de la figura 8-120

está cargada con una excentricidad que es obviamente demasiado grande para poder despreciarla. Se puede tomar nota de que los angulares normales de conexión estructural del manual de diseño del AISC desprecian la excentricidad para valores hasta unas 3.7 pulg (en la figura 8-12b, se muestra una de las conexiones normales de estructura con angulares, con un valor de máxima excentricidad que es casi igual).

Una carga que ha de resistir un grupo de tornillos que es excéntrico con respecto al centroide del patrón del grupo, se puede sustituir por una fuerza que tiene una línea de acción a través del centroide del patrón y un momento con la magnitud $M = Pe$, donde e es la excentricidad de la carga. Esto se muestra en la figura 8-130 y b. Considerando de nuevo que cada tornillo en un patrón que está centralmente cargado, lleva su prorrata de la carga total, se tiene, para tornillos

$$P_{si} = \frac{P}{N}$$

del mismo tamaño, donde P_{si} es la fuerza cortante sobre el tornillo de orden i , con un vector que resiste la carga aplicada P .

El momento excéntrico $M = Pe$, desarrolla una fuerza adicional en el tornillo. Suponiendo un grupo de tornillos que actúa como una unidad elástica, se tiene un concepto similar al del desarrollo de la resistencia de la viga y relacionado con el momento de inercia de la misma. Refiriéndose a la figura 8-14, se tiene un patrón de tornillos con un momento aplicado M , que produce un momento resistente para el equilibrio rotacional que es igual a

$$M_r = \sum_{i=1}^n R_i d_i = M_{\text{aplic}} \quad (a)$$

Si se supone que el valor de R_i es proporcional a la distancia del centroide del

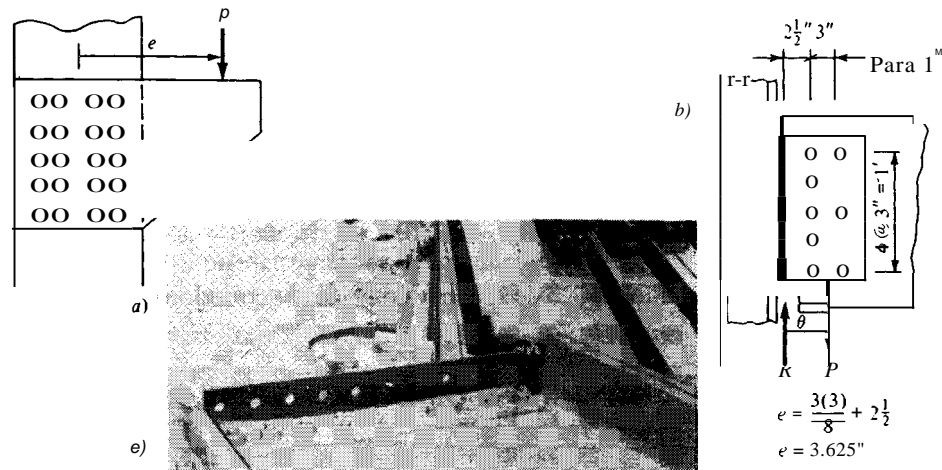


Figura 8-12 Conexiones con canti eeeentrieída . Refiérase también a la figura 8-15a, b, y c. (a) Ménsula de columna. (b) Una de las varias conexiones normales de viga a columna, como se muestran en el manual de diseño del AISC. (c) Fotografía de la viga con los angulares de conexión iguales a los de (b). Nótese las pequeñas vigas con angulares de conexión y agujeros en los lados de afuera, que se ven al fondo arriba y a la derecha.

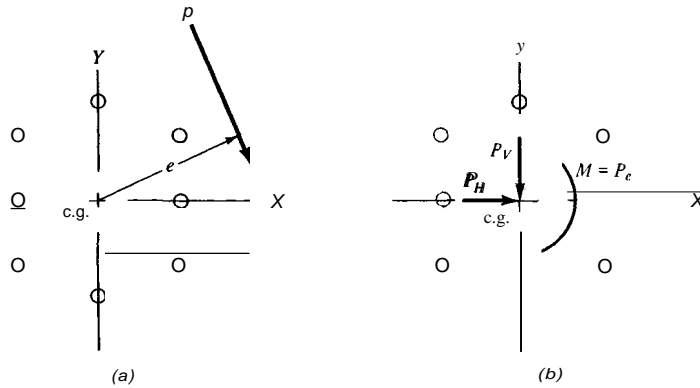


Figura 8-13 Patrón de tornillos excéntricamente cargados. (a) Patrón actual de los tornillos y carga. (b) Sistema equivalente para el análisis.

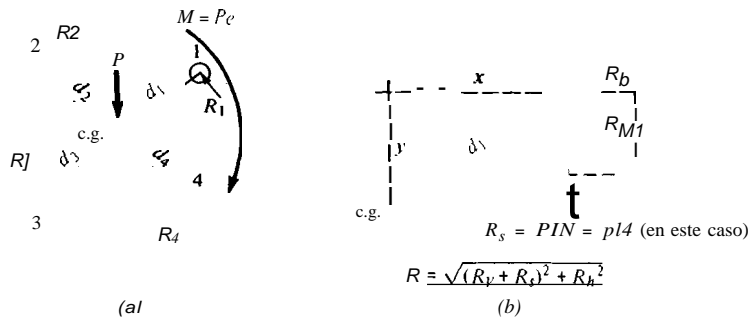


Figura 8-14 Patrón excéntrico de los tornillos para obtener la fuerza o esfuerzo resistente en el tornillo. (a) Patrón de los tornillos. (b) Fuerzas sobre el tornillo No. 1 (pero similar a cualquier tornillo).

patrón de los sujetadores, se tiene

$$\frac{R_1}{d_1} = \frac{R_2}{d_2} = \frac{R_3}{d_3} = \dots = \frac{R_n}{d_n} \quad (b)$$

Se tiene, en términos de R_1

$$R_1 = R_1 \frac{d_1}{d_1} \quad R_2 = R_1 \frac{d_2}{d_1} \quad R_3 = R_1 \frac{d_3}{d_1} \quad R_n = R_1 \frac{d_n}{d_1} \quad (e)$$

Sustituyendo la ecuación (e) en la ecuación (b), se obtiene

$$U_s = P e = R_1 \frac{d_1^2}{d_1} + R_1 \frac{d_2^2}{d_1} + R_1 \frac{d_3^2}{d_1} + \dots + R_n \frac{d_n^2}{d_1} \quad (d)$$

Reuniendo términos y simplificando, se obtiene

$$M_s = \frac{R_1}{d_1} (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + \dots + d_n^2)$$

Esto se puede simplificar aún más

$$M_r = \frac{R_1}{d_1} (\sum d_i^2)$$

y resolviendo para R_1 se tiene

$$R_1 = \frac{Pe(dl)}{\sum d_i^2} = \frac{M(dl)}{\sum d_i^2} \quad (e)$$

De la ecuación (e),

$$R_2 = \frac{Md_1}{\sum d_i^2} \frac{d_2}{d_1} = \frac{Md_2}{\sum d_i^2}$$

Similarmente,

$$R_i = \frac{Md_i}{\sum d_i^2} \quad \text{etc.}$$

Como la acción de P al pasar por el centroide del grupo de tornillos produce una resistencia adicional en el tornillo, la que se debe sumar al vector R_{momento} , es mejor obtener las componentes H y V de R_{momento} . Refiriéndose a la figura 8-14b, se pueden obtener por proporción las componentes de R_i , que son R_{ih} y R_{iv} :

$$\begin{aligned} \frac{R_{ih}}{y} &= \frac{R_i}{d_i} & \frac{R_{iv}}{x} &= \frac{R_i}{d_i} \\ R_{ih} &= R_i \frac{y}{d_i} = \frac{Md_i y}{\sum d_i^2 d_i} = \frac{My}{\sum d_i^2} \end{aligned} \quad (J)$$

Se obtiene, además, para R_v :

$$R_{iv} = \frac{Mx}{\sum d_i^2} \quad (g)$$

Similarmente, de la figura 8-14b, es evidente que

$$\sum d_i^2 = \sum (x^2 + y^2)$$

y se puede interpretar como el momento polar de inercia de un grupo de áreas unitarias. Nótese que si se usa el área A con el denominador de ya sea la ecuación (j) o (g), se pueden obtener R_{ih} y R_{iv} como esfuerzos. Multiplicando el numerador por el área A del tornillo de orden i , se obtiene la fuerza R_i o R_{ih} . Con A tanto en el numerador como en el denominador, se cancela, y da R como una fuerza. Para el diseño general, las ecuaciones son

$$R_{ih} = \frac{My}{\sum (x^2 + y^2)} \quad (8-4)$$

$$R_v = \frac{Mx}{\Sigma(x^2 + y^2)} \quad (8-5)$$

Ejemplo 8-5 Se da la conexión de ménsula de la figura E8-5a; los sujetadores son tornillos A-325 de 25 mm, y el acero de la placa es $F_u = 250$ MPa. ¿Resulta adecuado el patrón de los tornillos, y la placa, para la carga dada en una conexión del tipo de aplastamiento suponiendo que la rosca cae en el plano de cortante?

SOLUCION Como el patrón de los tornillos es simétrico (como en la mayoría de los problemas prácticos), es fácil localizar el centroide de dicho patrón, y se marca como c.g., como se ve en el dibujo.

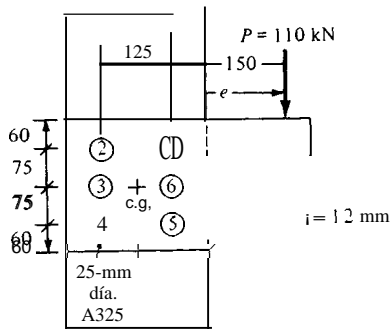


Figura ES-5a

Calcúlese $\Sigma(x^2 + y^2)$:

$$x = \frac{125}{2} = 62.5 \text{ mm}$$

$$\Sigma y^2 = 2(2 \times 75^2) = 22\,500.0 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma x^2 = 6 \times 62.5^2 = 23\,437.5 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma = 45\,937.5$$

El número de tornillos se muestra en la figura E8-5b. Trácese rayos desde c.g. y colóquese el vector R_i perpendicular a cada rayo d_i y en la dirección que desarrolle un momento resistente que se oponga al momento aplicado.

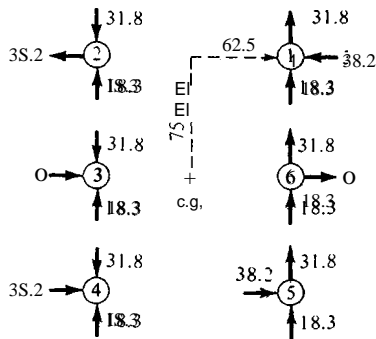


Figura E8-5b

Calcúlese

$$e, = \frac{P}{N} = \frac{110}{6} = 18.33 \text{ kN}$$

que se muestra en la figura E8-5b, para resistir la fuerza aplicada P .

Calcúlese $e = ISO + 125/2 = 212.5 \text{ mm}$:

$$Ri(h) = \frac{212.5(110)x}{45 \ 937.5} = 0.5088x$$

$$Ri(v) = 0.5088y$$

Establézcase la tabla siguiente y omítanse los signos de x e y (úsense los vectores previamente trazados en la figura E8-5b para determinar la dirección de los vectores h y v)

Tornillo	x , mm	y , mm	R_v , kN	Rh , kN
1	62.5	75	31.8	38.2
2	62.5	75	31.8	38.2
3	62.5	0	31.8	0
4	62.5	0	31.8	0
5	62.5	75	31.8	38.2
6	62.5	75	31.8	38.2

Si se colocan estos valores sobre la figura E8-5b, es fácil observar que los tornillos 1 y 5 son los de más alto esfuerzo (críticos). El tornillo 3 es el que tiene la menor carga (13.47 kN). La fuerza resistente sobre el tornillo se calcula como

$$R = \sqrt{(31.8 + 18.33)^2 + 38.2^2} = \sqrt{3972.2} = 63.03 \text{ kN}$$

$$l_c = \frac{63.03}{0.7854 \times 0.025^2 \times 1000} = 128.4 < 150 \text{ MPa} \quad \text{Correcta}$$

Compruébese el aplastamiento de la placa:

$$C_{jb} = \frac{63.03}{0.025(12)} = 210.1 < 1.5(400) \quad \text{Correcta}$$

Verifíquese la posible ruptura por tensión de la placa, a lo largo de la línea frontal de tornillos:

$$\text{Momento de inercial} = \frac{0.012(0.270)^3}{12} - 2(0.012 \times 0.025)(0.075)^2$$

$$I = 16.308 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$\text{Módulo de sección } S = \frac{I}{c} = \frac{16.308(2)}{270} = 0.1208 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

Momento en la línea frontal de tornillos

$$= Pe' = 110(0.15) = 16.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$lb = \frac{M}{S} = \frac{16.5}{0.1208} = 136.6 \text{ MPa} < 0.6F_y \quad \text{Correcta}$$

Verifíquese el pandeo de la placa:

$$\frac{b}{t} = \frac{150}{12} = 12.5 < 250/\sqrt{F_y} \quad \text{Correcta}$$

La junta es adecuada para cortante en el tornillo, aplastamiento de la placa sobre el tornillo, y flexión. / / /

Ejemplo 8-6 Se da la ménsula para una grúa viajera, con una carga como se muestra en la figura E8-6. Usese acero A-36 y tornillos A-325 de 7/8 o de 1 pulg de diámetro. Supóngase una conexión del tipo de fricción. Hállese el número de tornillos y el espesor de la placa de la ménsula.

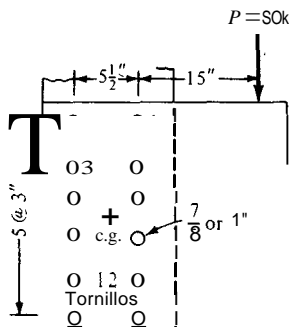


Figura E8-6.

SOLUCION: Calcúlese

$$e = 15 + \frac{5.5}{2} = 17.75 \text{ pulg}$$

$$M = 17.75(50) = 887.5 \text{ pulg kips}$$

$$x = 2.75 \text{ pulg}$$

y_i depende del número de tornillos. Pruébense 12 tornillos. Nótese que el tornillo 1 es siempre el de mayor esfuerzo para un patrón de tornillos como este.

$$\Sigma(x^2 + y^2) = 12(2.75)^2 + 4(7.5^2 + 4.5^2 + 1.5^2)$$

$$= 405.75$$

$$S_x = \frac{50}{12} = 4.17 \text{ kips}$$

$$R_h = \frac{887.5}{405.75} (7.5) = 16.40 \text{ kips} \quad R_v = \frac{887.5}{405.75} (2.75) = 6.01 \text{ kips}$$

Como $16.4/0.7854 = 20.88 > 17.5$ kip/pulg 2, el número de tornillos de 1 pulg de diámetro es demasiado pequeño, aun sin calcular R .

Pruébense 16 tornillos (pasando por alto el 14, ya que los 12 tornillos estaban tan altamente esforzados):

$$\Sigma(x^2 + y^2) = 16(2.75)^2 + 4(10.5^2 + 7.5^2 + 4.5^2 + 1.5^2) = 877.0$$

$$R_s = \frac{50}{16} = 3.12 \text{ kips}$$

$$R_h = \frac{887.5(10.5)}{877} = 1062 \text{ kipS}$$

$$R_s = \frac{1.012(2.75)}{1} = 2.78 \text{ kips}$$

$$R = \frac{1}{2}(2.78 + 3.12) + 10.62^2 = 12.15 \text{ kips} < 0.7854(17.5) \quad \text{Correcta}$$

Usense dieciséis tornillos A-325 de 1 pulg de diámetro.

Hállese el espesor de la placa para el aplastamiento (supóngase que es adecuado el patín de la columna):

$$t_p(1)(1.5 \times 58) = 12.15 \text{ kips}$$

$$t_p = \frac{12.15}{58(1)} = 0.21 \text{ pulg}$$

Compruébese el aplastamiento de la placa a lo largo de la línea frontal de los sujetadores y no se tenga en cuenta el aumento de 1/16 en el diámetro del agujero:

$$h = 7 \times 3 + 3 = 24 \text{ pulg} \quad M = 50(15) = 750 \text{ pulg-kips} \quad F_b = 22 \text{ pulg}$$

$$I_p = \frac{t_p h^3}{12} - 2t_p(10.5^2 + 7.5^2 + 4.5^2 + 1.5^2) = 774t_p$$

$$f_b = F_b = 22 + \frac{Me}{I} = \frac{750(12)}{774t_p}$$

$$t_p = \frac{750(12)}{774(22)} = 0.53 \text{ pulg}$$

Se comprueba en el AISC, sección 19-1.2, que para elementos no atiesados sometidos a compresión $b/t \leq 95/\sqrt{F_y}$.

$$\frac{b}{t} \leq \frac{95}{\sqrt{36}} = 15.8$$

$$t = \frac{15.0}{15.8} = 0.95 \text{ pulg} \quad \text{se usa } t = 1.0 \text{ pulg}$$

Resumen: úsense diez y seis tornillos A-325 de 1 pulg de diámetro y una placa de ménsula con un espesor $t_p = 1.0$ pulg.

8-5.1 Excentricidad reducida para conexiones, según el AISC

El método anterior de análisis de las juntas considerando la excentricidad tiene amplio uso. Basándose en una serie de pruebas que demostraron que este método de análisis de juntas es considerablemente conservador, el AISC usa (en las tablas para diseño de grupos de sujetadores excéntricamente cargados, en el manual de diseño) una excentricidad reducida, se calcula, para una sola línea de n sujetadores:

$$e_{ef} = e - \frac{1 + 2n}{4} \quad (8-6)$$

Para dos o más líneas de sujetadores, con n sujetadores en cada línea:

$$e_{ef} = e - \frac{l + n}{2} \quad (8-7)$$

Se notará que el uso de la ecuación 8-7 para la excentricidad del sujetador de la figura 8-12c dará

$$e_{ef} = 3.625 - \frac{1 + 5}{2} = 0.625 \text{ pulg}$$

Con esta pequeña excentricidad aparente (para el funcionamiento de la junta), es fácil ver que la práctica establecida desde hace mucho tiempo de despreciar la excentricidad en la mayor parte de las conexiones estructurales en las vigas, era un procedimiento razonable de diseño.

Ejemplo 8-7 Repítase el ejemplo 8-6 tomando en cuenta la excentricidad reducida.

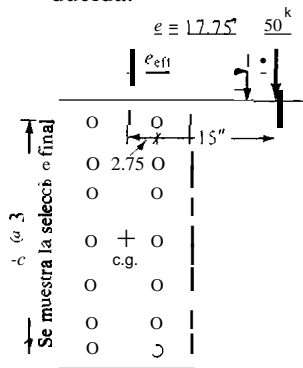


Figura E8-7

SOLUCION Refiriéndose a la figura E8-7, se prueban doce tornillos de 1 pulg de diámetro.

$$e_{\text{eff}} = 17.75 - \frac{1+6}{2} = 14.25 \text{ pulg}$$

$$M = 50(14.25) = 712.5 \text{ pulg. kips}$$

$$\Sigma(x^2 + y^2) = 405.75 \quad (\text{ejemplo 8-6})$$

$$S_x = \frac{50}{12} = 4.17 \text{ kips}$$

$$S_y = \frac{712.5}{405.75} (2.75) = 4.83 \text{ kips}$$

$$R_h = \frac{1.756(7.5)}{1} = 13.17 \text{ kips}$$

$$R = \sqrt{(4.17 + 4.83)^2 + 13.17^2} = 15.95 \text{ kips}$$

$$I_s = \frac{15.95}{0.7854} = 20.3 > 17.5 \quad \text{N.S.}$$

Pruébense catorce tornillos de 1 pulg de diámetro:

$$e_{\text{eff}} = 17.75 - \frac{8}{2} = 13.75 \text{ pulg}$$

$$M = 50(13.75) = 687.5 \text{ pulg. kips}$$

$$\Sigma(x^2 + y^2) = 14(2.75)^2 + 4(9^2 + 6^2 + 3^2) = 609.9$$

$$S_x = \frac{50}{14} = 3.57 \text{ kips}$$

$$R_v = \frac{687.5}{609.9} (2.75) = 3.10 \text{ kips}$$

$$R_h = \frac{1.127(9)}{1} = 10.14 \text{ kips}$$

$$R = \sqrt{(3.57 + 3.10)^2 + 10.14^2} = 12.14 \text{ kips}$$

$$I_s = \frac{12.14}{1.0(0.7854)} = 15.45 \text{ kips} < 17.5 \quad \text{Correcta}$$

Con el uso de la excentricidad reducida se requieren dos tornillos menos en la conexión. Aún es necesaria la placa con el espesor de 1.0 pulg para satisfacer *b₁* y el aplastamiento no es problema.

El Manual de Diseño del AISC proporciona tablas basadas en una, dos y cuatro columnas verticales de sujetadores, las cuales se pueden usar para diseñar conexiones excéntricas. Se supone un número de sujetadores por fila, se hace el cálculo de e_{eff} y con n y e_{eff} se obtiene un coeficiente que se multiplica por la carga permisible de los sujetadores para tener la carga excéntrica total del grupo. Es po-

sible deducir fácilmente una ecuación para la carga excéntrica permisible para una sola línea vertical (u horizontal) de sujetadores. Estas ecuaciones aparecen en varios textos, las que se pueden usar cuando se trate de reducir los esfuerzos de cálculo al hallar el número de sujetadores de una conexión excéntricamente cargada. El autor sugiere que con el aumento de eficiencia de cálculo de que dispone el diseñador con las calculadoras de bolsillo, es tan fácil "marcar en la calculadora" como tratar de usar una ecuación desarrollada por cualquier otra persona. Esto es particularmente cierto porque no existe ninguna ecuación sencilla, y la mayoría de las ecuaciones requieren de todos modos un poco de iteración.

8-6 CONEXIONES DE LAS VIGAS A LOS MARCOS

En las figuras 8-2a y 8-15 se muestran los métodos más usuales de estructurar el acero en los edificios pequeños de cinco pisos o menos, donde las conexiones son del ti-

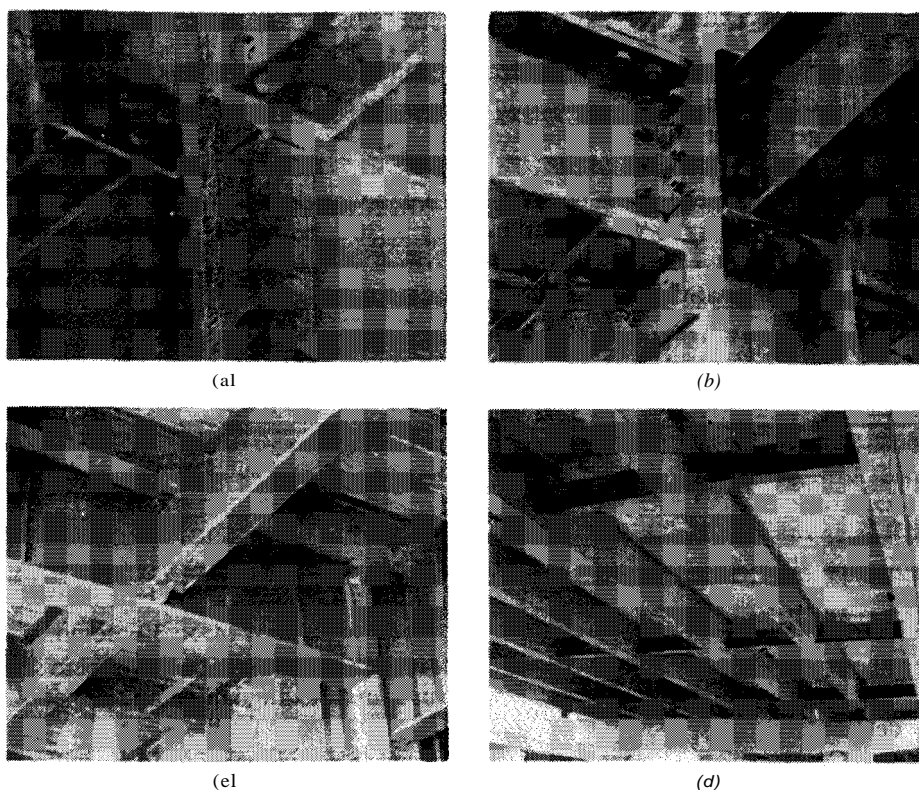


Figura 8-15 Conexiones. (a) Conexión resistente a momento que usa angulares de tope y asiento atornillados al patín de la columna. Los angulares del alma soportan el cortante. Vista hacia abajo. (b) Conexión resistente a momento en el alma de la columna. Nótese que las placas superior e inferior se sueldan al alma y patín de la columna para actuar como atiesadores de la columna. (c) Sistema de conexión de piso en una estación de potencia. Nótese los atiesadores para cortante en el alma de la trabe principal. Se muestra, en primer plano, el corte de las pequeñas vigas de piso. (d) Conexión de los largueros de puente.

po 2 del AISC (conexiones a cortante simple). La excentricidad de 1 cortante de la viga se desprecia en estas conexiones, y se supone que no hay momentos que transferir a través de la conexión. La estabilidad de la armadura se provee con el uso de contravientos o muros de mampostería estrechamente unidos a las columnas, y que actúan como muros de cortante.

Algunas de las juntas de la figura 8-20, están "normalizadas" en lo que respecta al patrón de los tornillos y con una longitud de angulares que depende del tamaño de la viga, y que viene dado en el manual de diseño del AISC. Se selecciona el angular basándose en el aplastamiento del tornillo y en las dimensiones de los lados para que den una distancia adecuada al borde y sin que haya interferencia entre los tornillos y la llave mecánica durante la instalación, en el caso que los agujeros de los tornillos se alineen tanto vertical como horizontalmente. El uso de estas tablas proporciona a menudo una conexión sobrediseñada. Sin embargo, el costo del sobrediseño está más que compensado por la reducción de los costos de fabricación al utilizar dimensiones normalizadas.

Este tipo sencillo de conexión estructural se usa para conectar los largueros a las vigas de piso, y las vigas de piso a las trabes, en la construcción de puentes. En el diseño de puentes, se deben normalizar las conexiones para cada puente de terminal a fin de reducir los costos de fabricación; no es tan fácil efectuar una normalización general de todos los puentes.

Ejemplo 8-8 Diseñese una conexión para una viga de piso $W14 \times 30$ que se apoyara en una trabe $W18 \times 50$. La $W14 \times 30$ soporta una carga uniforme (viva + muerta) = 2.5 kips/pie y el claro es $L = 18.0$ pies. Usense las especificaciones del AISC, acero A-36, y tornillos A-325 de alta resistencia.

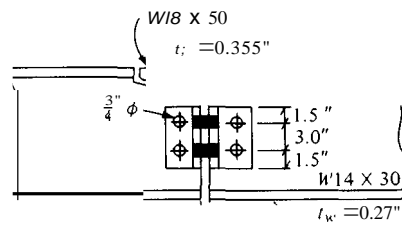


Figura ES-S

SOLUCION Se debe recortar la parte superior de la $W14 \times 30$, como se muestra en la figura E8-8, y con un par de angulares (uno a cada lado), pero se observará que en algunos casos se puede usar un solo angular en un solo lado del alma.

Con vigas que se conecten por ambos lados, es evidente que los tornillos en las almas de tanto la trabe de piso como en la viga de piso estarán sometidos a doble cortante,

$$v = \frac{wL}{2} = \frac{(2.5 + \frac{0.03}{2})(18)}{2} = 22.77 \text{ kips}$$

Usese tornillos A-325 de 3/4 pulg, en una conexión de fricción.

$$P_{\text{tornillo}} = 15.46 \text{ kips, a doble cortante (tabla 11-7, SSDD)}$$

En una W14 x 30:

$$N_{\text{corto}} = \frac{22.77}{15.46} = 1.47 \quad \text{se usan dos tornillos}$$

$$N_{\text{apl.}} = 1.5 \times 58 \frac{22.77}{0.75 \times 0.27} = 1.29 \quad \text{se usan dos tornillos}$$

En el alma de una W18 x 50:

$$N_{\text{apl.}} = 1.5 \times 58 \frac{22.77(2)}{0.75 \times 0.355} = 1.96 \quad \text{requiere dos tornillos}$$

$$N_{\text{corto}} = \frac{22.77(2)}{15.46} = 2.95 \quad \text{se usan cuatro tornillos por simetría}$$

Usese un angular en el alma, con una longitud de 6 pulg y t a determinar:

Para aplastamiento:

$$21(0.75)(1.5 \times 58) = 22.77$$

$$t = 0.174 \text{ pulg}$$

Para cortante:

$$2t(6 - 2(0.75)(0.4F_y)) = 22.77$$

$$t = 0.176 \text{ úsese } t = \frac{1}{4} \text{ pulg}$$

Usese un angular con una longitud de 6 pulg. Dos L4 x 4 x 114 x 6 de longitud con dos agujeros punzonados de 0.82 pulg (3/4 + 1116) como en la figura E8-8 - esto proporciona espacio libre adecuado para instalar los tornillos.

Ejemplo 8-9 Diseñese las conexiones de una viga de piso en el puente que se diseñó parcialmente en los ejemplos 4.15 y 10-5. Según las especificaciones del AREA. $F_y = 250 \text{ MPa}$. Usense tornillos A-325 de alta resistencia. $F_u = 138 \text{ MPa}$ (tabla 8-5). Nótese que el AREA considera solamente conexiones del tipo de fricción.

SOLUCION Del ejemplo 4-15, se obtiene

$$V_{\text{muerta}} = 28.3 \text{ kN}$$

$$V_{\text{viva}} = 140.5 \text{ kN}$$

$$V_{\text{imp}} = 178.0 \times 0.795 = 111.7 \text{ kN}$$

$$\text{Cortante total} = 280.5 \text{ kN}$$

La viga de piso es una W760 x 160.7 y se conecta con una trabe armada (ejemplo 10-5):

$$t_{\text{wg}} = 16.0 \text{ mm} \quad t_{\text{wb}} = 13.8 \text{ mm}$$

Se usarán tornillos de 22 mm de diámetro:

$$P_{torn} = 0.7854(0.022^2)(138)(10^3) = 52.3 \text{ kN}$$

Para el alma de una W760:

$$N_{cortante} = \frac{280.5}{2 \times 52.3} = 2.7 \quad \text{Se usan tres tornillos (doble cortante)}$$

Para el aplastamiento con los tornillos a doble cortante, $F_b = 250 \text{ MPa}$ (tabla 8-5):

$$N_{apl.} = \frac{280.5}{0.022 \times 250 \times 13.8} = 3.7 \quad \text{se usan los tornillos según se requieran}$$

Para el alma de una trabe armada [tornillos a cortante simple y $F_b = 185 \text{ MPa}$ (valor del remache): tabla 8-51

$$N_{cortante} = \frac{280.7}{0.022 \times 185 \times 16} = 4.31 \quad \text{se usan seis tornillos}$$

$$N_{aPlas.} = \frac{280.7}{52.3} = 5.36 \quad \text{se usan seis tornillos}$$

Colóquense los tornillos como se muestra en la figura E8-9.

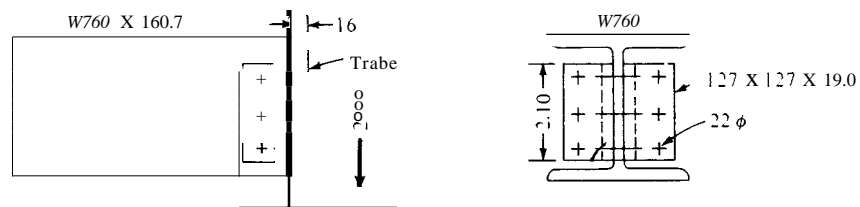


Figura E8-9

Diséñese el angular de conexión:

$$L = 5 \times 3D + 2 \times 1.75D = 18.5D = 18.5 \times 407 = 7528.5 \text{ mm}, \text{ úsense } 410 \text{ mm.}$$

El espesor del angular estará controlado por el aplastamiento de los tres tornillos en el lado sobresaliente (l.s.) que sujeta la viga a la trabe; por tanto, $t \geq 16 \text{ mm}$.

$$2/(0.022)(3)(185) = 280.5$$

$$t \geq 11.5 \text{ mm}$$

Buscando en las tablas, pruébese: L127 x 127 x 11.1 (tabla V-9):

$$g = 75 \text{ mm} \quad (\text{tabla V-13})$$

$$\text{Distancia efectiva al borde, } de = 127 - 75 = 52 \text{ mm}$$

$$d_{e(requeridos)} \geq 1.5D = 33 \text{ mm}$$

Un L102 x 102 x 11.1 no dará suficiente espacio libre entre los tornillos de la W760 y los que atraviesan la trabe en ell.s. La pequeña cantidad de sobre-diseño es de despreciar en cualquier caso. El diseño se resume en la figura E8-9. Nótese que el AREA no requiere una comprobación de "aplastamiento" usando tornillos A-325. Esta comprobación estableció el valor aproximado de 1, y se recomienda se requiera o no. ///

8-7 SUJETADORES SOMETIDOS A TENSION

La figura 8-6 ilustra las condiciones usuales para los tornillos a tensión/Cuando se aprieta el tornillo para desarrollar la carga de prueba, se alarga la espiga. Simultáneamente se comprimen las placas engrapadas. Cuando se aplica una carga a la conexión, se tiene el cuerpo libre de la figura 8-16, que da

$$NT - aA - P_{\text{aplicado}} = 0 \quad (a)$$

$$P = NT - aA \quad (b)$$

Obviamente, según P se hace cada vez mayor, ocurren simultáneamente dos eventos:

1. La tensión T del tornillo aumenta ligeramente, lo que produce una ligera elongación de la espiga.
2. La elongación de la espiga reduce la presión de agarre de la placa, σ , puesto que la compresión de la placa, $e_p = aTt_p/A_pE$ es pequeña y se debe a que t_p es relativamente pequeña y A_p relativamente grande. Por otra parte, $e_{tm} = \Delta TL/AE$ es de una magnitud casi constante, siempre que las placas estén en contacto.

En forma de ecuación, y considerando ahora un solo tornillo, como en la figura 8-16D, se tiene

$$-\Delta e_p = \Delta e_{\text{poli}}$$

ya que las dos placas engrapadas se expansionan y tomando $P' =$ parte prorrateada del P total, aplicado a un tornillo:

$$-e_p = \frac{(C_i - \frac{P'}{A})2t_p}{AE} \quad e_b = \frac{(T_f - T_i)L_b}{A_bE} \quad (e)$$

(d)

Además, $C_i = T_p$, por estática:

$$P' + C_f = T_e \text{ [también por estática (figura 8-16d)]} \quad (e)$$

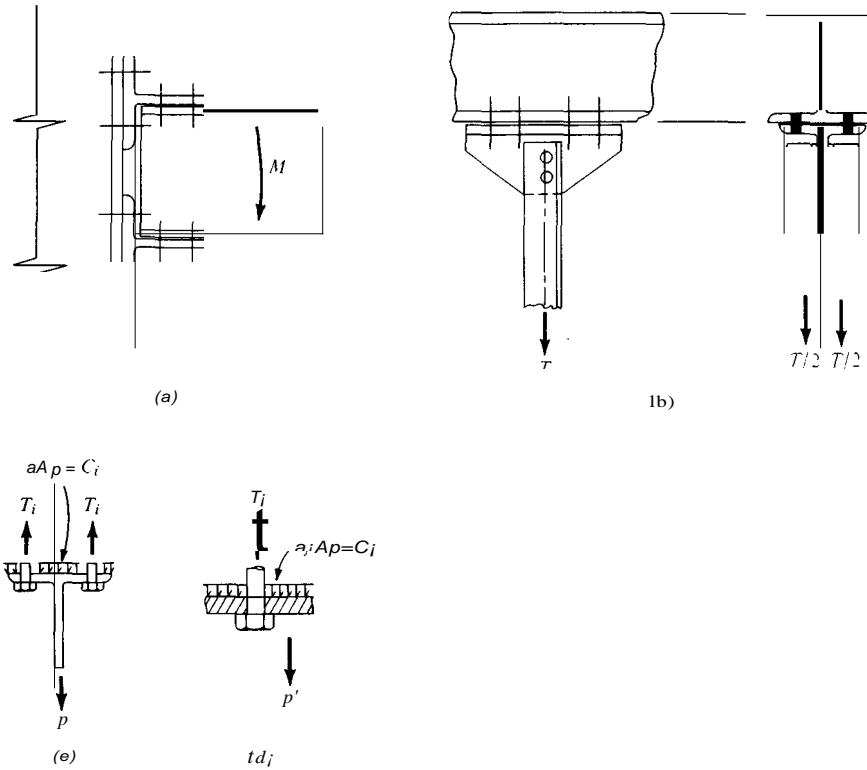


Figura 8-16 Tornillos a tensión. (a) Conexión de momento en la viga; puede incluir cortante, así como tensión. (b) Conexión del colgante con los tornillos en tensión pura. (c) Condiciones iniciales. (d) Tensión final en el tornillo producida por P .

Con $2t_p \approx Lb$, y para $E = \text{constante}$,

$$\frac{C_i - C_f}{A_p} = \frac{T_f - T_i}{A_b} \quad (j)$$

Sustituyendo los valores de C_i y C_f de las ecuaciones (d) y (e), en la ecuación (j):

$$T_f - T_i = \left(\frac{T_i - T_f + P'}{A_p} \right) A_b$$

con alguna reordenación, se obtiene

$$T_f = T_i + 1 + \frac{P'}{A_p / A_b} \quad (8-8)$$

Para espaciamientos comunes de $g = 5.5$ pulg y distancias al borde de 1.5 pulg, el área tributaria para un tornillo en una conexión de este tipo es del orden de 10 a 20 pulg². Para tornillos nominales con diámetros de 7/8 a 1 pulg, el área del tor-

nillo es del orden de 0.7, tomando A_p/A_b como aproximadamente (10 una estimación razonable y conservadora), se obtiene

$$T_f = T_i + \frac{1}{10} \frac{P'}{10} = T_i + 0.1P' \quad (8-8a)$$

Sin embargo, nótese Que si P se aplica directamente al sujetador, $T_f = T_i + P'$, Y no como viene dado en la ecuación (8-8a). Cuando las placas se separan, no hay C_f en la ecuación (e), y un simple análisis de cuerpo libre de la figura 8-16d dará

$$T_f = T_i + P'$$

Refiriéndose a la figura 8-17a, se ve que los bordes externos de la conexión se comportan un poco como vigas en voladizo. Puede que sea necesario tener en cuenta esta "acción separadora" puesto que la fuerza Q mostrada disminuye la capacidad de la conexión. Las pruebas indican que se deberá considerar Q si las partes que forman la conexión son muy rígidas. Las pruebas también indican que a menos que la conexión se atiese de manera adecuada, los dos sujetadores de afuera de una conexión con más de dos líneas de sujetadores (figura 8-17b) no son muy efectivas. Considerando un gran número de pruebas realizadas en la Universidad de Illinois y publicadas en el *Structural Research Bulletin* No. 353, se han propuesto las siguientes ecuaciones empíricas:

Para tornillos A-325:

$$Q = F \left[\frac{100b(D^2)}{70a(D^2) + 21L(t_f)} - \frac{18L(t_f)}{21L(t_f)} \right] \quad (8-9)$$

Para tornillos A-490

$$Q = F \left[\frac{100b(D^2)}{62a(D^2) + 21L(t_f)} - \frac{14L(t_f)}{21L(t_f)} \right] \quad (8-10)$$

donde F = carga sobre un sujetador = PIN

a = distancia de la línea de sujetadores al borde del patín (pero $a \leq 2l_f$)

b = ancho tributario del patín, como en la figura 8-17c

D = diámetro nominal del sujetador

L = longitud tributaria del patín para cada sujetador = $L/2$ para dos sujetadores, como en una conexión de cuatro tornillos.

Los patines de las vigas que soportan colgadores (ya sean del tipo del ejemplo 8-10, o varillas de colgar, como en las escaleras) deben ser adecuados para la carga. Si la carga es muy grande, el patín se deformará, a menos que se atiese. Una solución propuesta por Dranger ("Yield Une Analysis of Bolted Hanging Connections", *AISC, Engineering Journal*, Vol. 14, No. 3, 1977) da algunas soluciones en términos de F ; (y requiere el uso de un $FC = 1.70$ para obtener las cargas de trabajo).

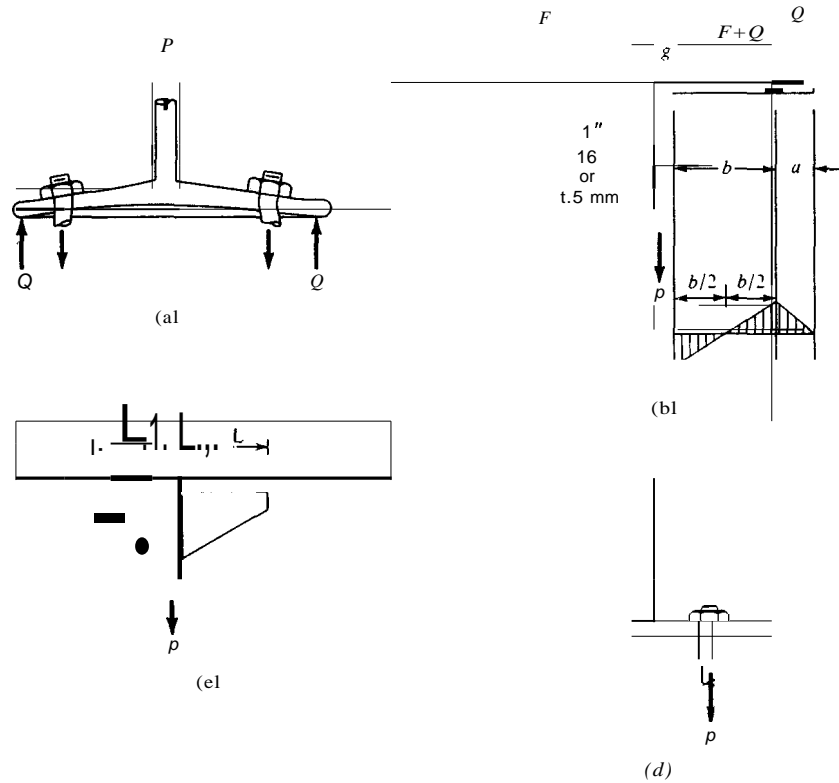


Figura 8-17 Conexiones de los colgantes. (a) Sujetador con separación. (b) Suposición general para la flexión y la sección crítica. (e) Longitud tributaria en un tornillo con separación. (d) Estabilidad del patín con una carga en el colgante.

Para colgadores engrapados (como en el ejemplo S-10):

$$\text{Longitud larga de engrape: } p = \frac{F_y t_b^2 L}{2b(LF)} \quad (\text{S-II})$$

$$\text{Longitud corta de engrape: } P = F_y t_b^2 (2r)^{1/2} \left(1 + \frac{a}{b}\right) \frac{1}{LF} \quad (\text{S-12})$$

Para varillas de colgar (vease figura S-17 d y el ejemplo S-II), el menor de los valores

$$P = F_y t_b^2 (2r)^{1/2} \left(1 + \frac{a}{b}\right) \frac{1}{Fe} \quad (\text{S-13})$$

$$P = F_y t_b^2 \left[r \left(1 + \frac{a}{b}\right) \right]^{1/2} \frac{1}{Fe} \quad (\text{S-14})$$

donde los términos no definidos previamente en las ecuaciones (S-9) y (S-10) y la figura S-17 son:

P = fuerza total soportada por el patín en un lado del alma de la viga

r = relación de esfuerzos, definida como $(F_y - F_b)/F_y$; para el acero A-36,

$$r = (36 - 22)/36 = 0.3889$$

t_b = espesor del patín de la viga que soporta la carga

Ejemplo 8-10 Diseñese un colgador usando una sección WT para una carga que ha de soportar un par de angulares. Se usarán tornillos A-325 y acero A-36; la carga es de 62.4 kips. La carga cuelga de la parte inferior de una viga W33 x 221, como se muestra en la figura E8-10a.

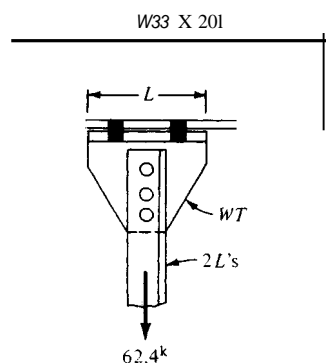


Figura E8-10a

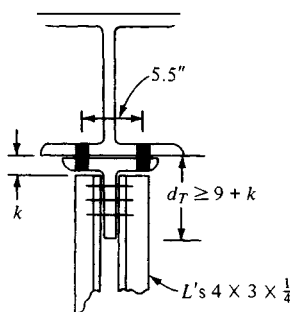


Figura E8-10b

SOLUCION El diseño del colgador requerirá diseñar una WT lo suficientemente grande para sujetar los ángulos que soportan la carga y seleccionar suficientes tornillos del tamaño apropiado para soportar la carga a tensión.

Paso 1. Diseño de los angulares.

Supóngase que L/r no es crítico, y escójanse tornillos de 7/8 pulg.:

$$A_g = \frac{62.4}{22} = 2.84 \text{ pulg}^2$$

$$A_n = \frac{62.4}{29} = 2.15 \text{ pulg}^2$$

$$A_g > \frac{2.15}{0.85} = 2.53 \text{ pulg}^2$$

Elijanse angulares que tengan cuando menos 1/4 pulg de espesor, de modo que el aplastamiento no constituya problema. Pruébense dos L4 x 3 x 1/4 (con las patas más largas espalda con espalda):

$$A_{\text{agujeros}} = 2[1/4 \times (7/8 + 1/8)] = 0.50 \text{ pulg}^2$$

$$A_{\text{sum}} = (3.38 - 0.50)0.90 = 2.60 > 2.15 \text{ requeridos Correcta}$$

Paso No. 2. Número de tornillos para los angulares:

$$A_{\text{torn}} = 0.7854(0.875)^2 = 0.601 \text{ pulg}^2$$

$F_t = 22 \text{ kip/pulg}$ 2 (conexión de tipo de aplastamiento y rosca en el plano de cortante)

$$N = \frac{0.601}{\cancel{22}} \times \frac{62.4}{2} = 2.36 \quad \text{se usarán tres tornillos}$$

Compruébese el aplastamiento:

$$P_b = 3(2 \times 0.25 \times 1.50 \times 58) = 131 < 62.4 \text{ kips} \quad \text{Correcta}$$

Obsérvese si el espesor del alma de la WT $\geq 2 \times t_{ang}$, no siendo problema el aplastamiento y el cortante.

Paso No. 3. Diseño de la WT.

Este paso implica sencillamente el estudio de las tablas después de calcular un peralte aproximado que se base en las distancias al borde y el espaciamiento de los tornillos en los angulares:

$$d_T \geq 1.5 + 2 \times 3 + 1.5 + k$$

$$= 9 + k \text{ pulg}$$

Pruébese una WT12 x 47:

$$d = 12.15 \text{ pulg} \quad b_f = 9.065$$

$$t_f = 0.875 \quad t_w = 0.515 \quad k = 1.53 \text{ pulg}$$

$$d_{edge} = \frac{9.065 - 5.5}{2} = 1.78 > 1\frac{1}{4} \quad (\text{tabla 1.16.4, SSDD})$$

$$\text{Peralte requerido} = 9 + 1.53 = 10.53 < 12.5 \text{ pulg} \quad \text{Correcta}$$

Compruébese el momento flector en el extremo del filete en el alma:

$$b = \frac{5.5}{2} - \frac{1}{16} = 2.6875 \text{ pulg}$$

$$T = \frac{62.4}{2} = 31.2 \text{ kips}$$

$$M = 31.2 \left(\frac{2.6875}{2} \right) + 41.92 \text{ pulg} \cdot \text{kips}$$

$$F_b = 0.75 F_y = 27 \text{ kips/pulg}$$

$$S = \frac{L t^2}{6} = \frac{L (0.875)^2}{6} = 0.1276 L$$

$$S = \frac{M}{F_b}$$

$$L = \frac{41.92}{0.1276(27)} = 12.16 \text{ pulg} \quad \text{útese } L = 12.5 \text{ pulg}$$

Estímese el número de tornillos para soportar la carga en el colgador. Usense tornillos de 7/8 pulg de diámetro para el colador y conectar la WT a la viga:

$$N = \frac{62.4}{0.601(44)} = 2.35$$

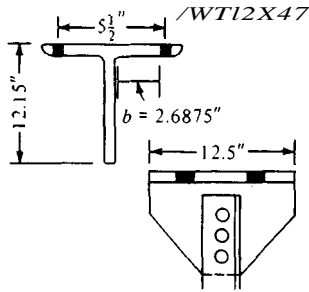


Figura E8-10e

Usense, por simetría, cuatro tornillos. Además, los datos para una W33 x 201:

Paso No. 4 Compruébese la "acción separadora", usando la ecuación (8-9):

$$F = \frac{62.4}{4} = 15.6 \text{ kips}$$

$$O = d_{\text{borde}} = 1.78 > 2(0.875) \text{ use } a = 2(0.875) = 1.75 \text{ pulg}$$

$$Q = \frac{156 \left\{ \frac{100(2.69)(0.875)^2}{70(1.75)(0.875)^2} - \frac{14(6.25)(0.875)^2}{21(6.25)(0.875)^2} \right\}}{1} = 1.0 \text{ kips}$$

El posible momento en el tornillo es

$$M_I = 1.0 \left(\frac{1.75}{2} \right) = 0.875 < 41.92 \text{ pulg} \cdot \text{kips} \text{ Correcta}$$

$$F + Q = 15.6 + 1.0 = 16.6 > 0.601(44) (= 26.44 \text{ kips})$$

Como este valor está solamente 300 lb/perno, por encima de lo permisible, se considerará satisfactorio. Use una WT12 x 47 con cuatro tornillos A-325 de 7/8 pulg, conectados en el patín de la viga W33 x 201.

$$L = 12.5 \text{ pulg}$$

2 L4 x 3 x 1/4 con los lados más largos espalda con espalda

Paso No. 5. Compruébese lo adecuado del patín de la viga, sin usar atiesadores.

$$t_b = 1.15 \text{ pulg} \text{ (tpatín de la W33 x 201)} \quad t_s = 0.715 \text{ pulg} \quad g = 5.5 \text{ pulg}$$

$$\text{De donde } a = \frac{b_f - 5.5}{2} = \frac{15.745 - 5.5}{2} = 5.12 \text{ pulg}$$

$$b = g - \frac{t_w}{2} - \frac{1}{8} = \frac{5.5}{2} - \frac{0.715}{2} - \frac{0.125}{2} = 2.33 \text{ pulg.}$$

Sustitúyase en la ecuación (8-12), ya que L es solamente 12.5 pulg, y la carga de fluencia para cada lado del patín es

$$P = 36(1.15)(2 \times 0.3889)^{\frac{1}{2}} \left(1 + \frac{2.33}{5.12} \right) = 61.1 \text{ kips}$$

$$P' = \frac{P}{1.70} = \frac{61.1}{1.7} = 35.9 \text{ kips} > \frac{62.4}{2} \quad \text{Correcta}$$

Para esta carga, no se requieren atiesadores en el patín.

Ejemplo 8-11 Un colgante para una escalera se fija al patín inferior de una viga de piso W410 x 59.5. La carga que soportará la barra de colgar se estima como 38.75 kN. $F_u = 250$ MPa tanto para la barra como para la viga. Diseñese el colgante y compruébese si la viga puede llevar esta carga sin un atiesador entre el alma y el patín.

SOLUCION Diseño de la barra:

$$A = \frac{P}{F_u} = \frac{38.75}{250} = 0.155 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_e = 0.7854 \left(D - \frac{0.9743}{n} \right)^2$$

Por ensayos, obténgase $D = 22$ mm (con 10 roscas 125 mm),

$$A_e = 0.7854 \left(22 - \frac{0.9743}{10} \right)^2 \times 10^{-3} = 0.299 \times 10^{-3} \text{ m}^2 > 0.155 \text{ Correcta}$$

Verifíquese la viga para la fuerza de la barra. No se tenga en cuenta la torsión producida por esta barra en solamente un lado del patín de la viga, puesto que está situada muy cerca del extremo de la viga. Tómese el agujero del colgante a la distancia normal de gramil de 88.9 mm para una sección W410 x 59.5.

Además,

$$b_f = 178 \text{ mm} \quad t_w = 7.7 \text{ mm} \quad t_f = 12.8 \text{ mm} = t_b$$

$$b = \frac{89}{2} - \frac{7.7}{2} - 1.5 = 39.9 \text{ mm}$$

$$a = \frac{178}{2} - 89 = 44.5 \text{ mm}$$

De la ecuación (8-13) e incorporando directamente $FC = 1.7$, se obtiene

$$P = \frac{250(12.8)(2 \times 0.389)^{\frac{1}{2}} \left(1 + \frac{44.5/39.9}{1.7} \right)}{1.7} = 44.95 \text{ kN}$$

De la ecuación (8-14):

$$p = \frac{250(12.8)^2[0.389(1 + 44.5/39.9)]!(10-3)}{1.7} = 19.8 \text{ kN} < 38.75 \quad \text{N.S.}$$

Como $19.8 < 38.75$, kN, el patín de la W410 x 59.5 es demasiado delgado y se usará una sección con un patín más grueso, o se reforzará el patín de esta sección. Será aproximadamente tan económico usar una sección con un patín más grueso.

8-8 CONEXIONES SOMETIDAS A CORTANTE Y TENSION COMBINADOS

En la figura 8-18 se muestran varios casos de conexiones sometidas a cortante y tensión combinados. Se observará que una conexión con una combinación de cor-

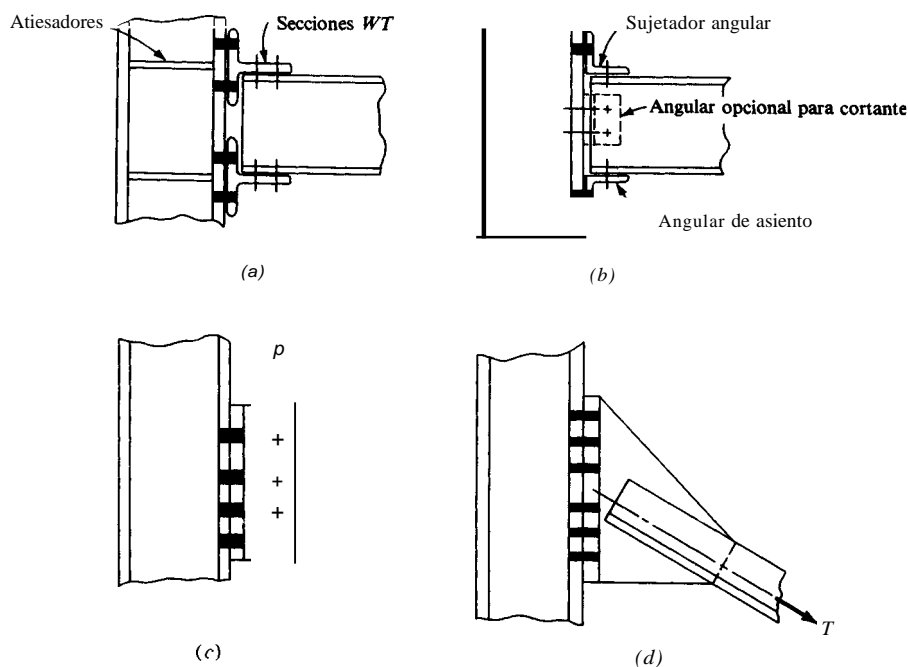


Figura 8-18 Conexiones en las que los sujetadores están sometidos a cortante y tensión combinados. (a) Conexión resistente al momento, que usa una WT y atiesadores de columna. (b) Conexión tipo 2 (sencilla), o tipo 3 (semirrígida). Si se usa un angular, junto con angulares auxiliares, supóngase que ~~carga~~ **carga** todo el cortante. (c) Conexión de ménsula, que usa un par de angulares unidos por la espalda o una WT. (d) Conexión de tipo corriente usada para contraventeo. Se puede usar un cable en lugar del angular mostrado.

tante y compresión será adecuadamente conservativa si se diseña, ya sea como conexión de fricción o de cortante. Es evidente que la fuerza de compresión sobre la conexión aumenta la resistencia al deslizamiento, mientras que una fuerza de tensión tiende a disminuirlo.

Por lo general, un sujetador sometido a cortante y tensión combinados se puede tratar de una manera algo semejante a la condición de viga-columna con esfuerzos combinados. Esto es, los esfuerzos reales de cortante, f_v , calculados sobre la base del área *nominal* del sujetador son

$$f_v + f_t \leq f_{perm} \quad (a)$$

Se obtiene un mejor ajuste usando un cuadrante de la elipse de esfuerzo, ya que F_{perm} tiene valores separados para tensión, F_t , y cortante, F_v , que dan

$$\left(\frac{f_v}{F_v}\right)^2 + \left(\frac{f_t}{F_t}\right)^2 \leq 1 \quad (b)$$

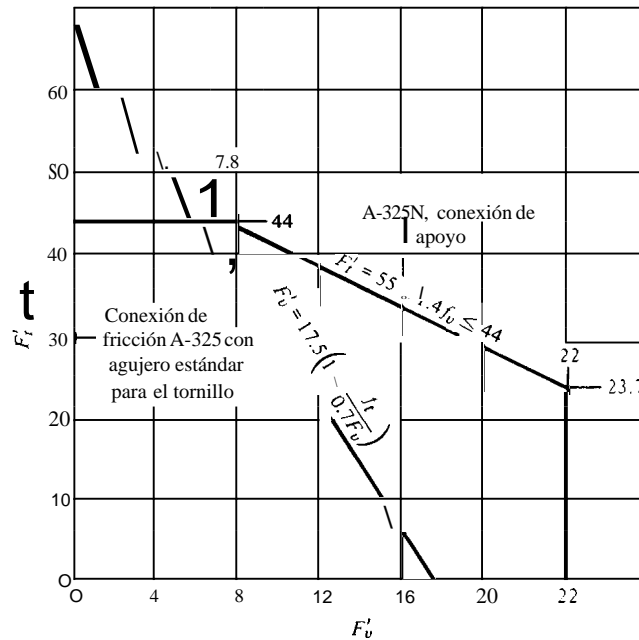


Figura 8-19 Diagramas de interacción del cortante y tensión del tornillo, para el esfuerzo permisible.

El AISC sustituye esta elipse de esfuerzos por tres líneas rectas para las conexiones de aplastamiento y una sola línea recta para las conexiones de fricción, como se ilustra en la figura 8-19. La ecuación general del AISC para el esfuerzo permisible a tensión en una conexión de *aplastamiento* junto con cortante es

$$F'_t = C_1 - C_2 f_v \leq C_3 \quad (8-15)$$

La tabla 8-7 da los valores de los factores C. La ecuación del AISC para cortante y tensión combinados en una conexión del tipo de fricción se obtiene de la ecuación (b) usando $F_t = T_b/A_b$, donde se usa la carga de prueba del tornillo y se toma $F'_v = F_v$ para obtener

$$F'_v \leq e_4 \left(1 - \frac{f_t A_b}{T_b} \right) \quad (8-16)$$

donde T_b = carga de prueba del tornillo, obtenida de la tabla 8-2

$f_t A_b$ = fuerza nominal de tensión en el tornillo ($f_t = T/A_b$)

La ecuación de la AASHTO para los casos de esfuerzos combinados son las mismas que las del AISC pero con alguna moderación y simplificación adicionales, y donde, para las conexiones del tipo de fricción,

$$F'_v \leq 13.5 - 0.22 f_t \quad \text{ksi} \quad (8-17)$$

$$F'_v \leq 93 - 0.22 f_t \quad \text{MPa} \quad (8-17a)$$

y se obtiene usando un valor promedio de $AbT_t = 0.017$ al considerar el área nominal de los tornillos de 3/4 y 7/8 pulg, y las cargas de prueba que se indican en la tabla 8-2.

Tabla 8-7 Coeficientes de esfuerzos permisibles en los sujetadores para conexiones a cortante y tensión combinados

Sujetador	AISC								AASHTO
	Aplastamiento						Fricción		
	C ₁		C ₂		C ₃		C ₄		
	kips/pulg-	SI	kips/pulg-	SI	kips/pulg-	SI	kips/pulg-	SI	
A-502, grado I	30	207	1.3	23	158				0.75
grado 2	38	260	1.3	29	200				0.75
Tornillos									
A-307	26	180	1.8	20	138				
A-325N ^b	55	380	1.8	44	303	17.5	121		
A-325X ^c	55	380	1.4	44	303	17.5	121		0.555
A-449N	38.7^d	270^d	1.8	30	207				
A-449X	38.7^d	270^d	1.4	30	207				
A-490N	68	470	1.8	54	372	22	152		
A-490X	68	470	1.4	54	372	22	152		0.604 ^e

^a Los agujeros normales, 1 1/16 pulg (o 115 mm) mayores que el diámetro nominal del tornillo; véase el manual del AISC (Sec. 1-6.3) para agujeros ranurados o sobre medida.

^b N, roscas en el plano de cortante.

^c X, roscas excluidas de cualquier plano de cortante.

^d Para diámetros de tornillo mayores de 1 1/2 pulg (38 mm); $F_u = 90$ kips/pulg- (629 MPa).

^e Solamente se permiten cargas estáticas de tensión.

Para conexiones del tipo de aplastamiento la AASHTO usa:

$$F'_v \leq \sqrt{f_v^2 + (C_s f_t)^2} \quad (8-18)$$

donde f_t y f_v son los esfuerzos actuales calculados y C_s es un coeficiente tomado de la tabla 8-7.

Usualmente el AREA no tiene estipulaciones para sujetadores en cortante y tensión combinados.

Ejemplo 8-12 Dada la conexión de cortante y tensión de la figura E8-12, ¿cuál será la carga permisible P para la conexión entre la columna y la sección WT, usando las especificaciones del AISC, acero $f_y = 250$ MPa, y tornillos A-325 de 25 mm de diámetro?

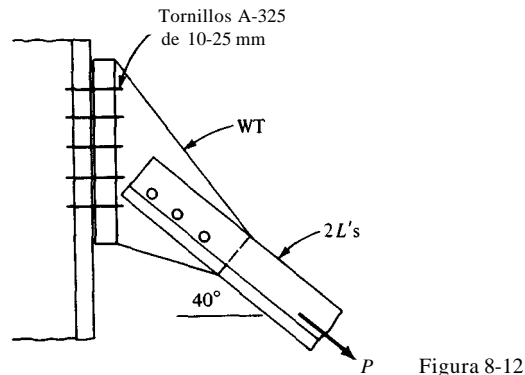
SOLUCION Supóngase una junta del tipo de aplastamiento con la rosca de los tornillos incluidos en el plano de cortante.

$$F'_t = C_1 - C_2 f_v \leq C_3$$

De la tabla 8-7 (A-325N) se obtiene

$$C_1 = 380 \quad C_2 = 1.4 \quad C_3 = 303$$

$$A_b = 0.7854(0.025)(10^3) = 0.4908 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$



Hágase $F_t = 303$ MPa, y hállese P basándose en las limitaciones del cortante

$$1. = \frac{P \sin 40}{10(0.4908)} = 0.1394P$$

$$303 = 380 - 1.4(0.1394P)$$

$$P = 420 \text{ kN}$$

Hállese P basándose en el esfuerzo máximo de tensión.

$$F_t = 303 = \frac{P \cos 40^\circ}{10(0.4908)}$$

$$P = 1941 \gg 420 \text{ kN} \quad \text{útese } P = 420 \text{ kN}$$

Verifíquese para $P = 420 \text{ kN}$.

$$f_v = \frac{420}{10(0.4908)} = 85 \text{ MPa} < 150 \text{ MPa de la tabla 8-I. Correcta}$$

$$F_t' = 380 - 1.4(85) = 260 < 303 \text{ MPa} \quad \text{Correcta}$$

8-9 CONEXIONES POR MOMENTO (TIPO 1)

Las figuras 8-160 y 8-170 hasta e presentan conexiones de uso común en la construcción, usándose las figuras 8-160, y 8-180 y *b* para conexiones rígidas (o del tipo 1 del AISC) que usan sujetadores mecánicos. En la figura 8-18b (véase también figuras 8-150 y *b*) se usa comúnmente tanto para conexiones simples (tipo 2) como para semirrígidas (tipo 3). Las designaciones de "simple" y "semirrígida" para esta conexión se determinan hasta cierto punto por el espesor del angular superior de sujeción. Para conexiones simples, este espesor del angular se limita a menudo a 1/4 pulg (o 6.3 mm), de manera que el angular se pueda deformar de modo tal que no se desarrolle momento alguno! La WT de la conexión de la figura 8-160 se puede diseñar similar a la del ejemplo 8-10. El angular de sujeción de la conexión de la figura 8-16b requiere un diseño de flexión algo parecido a la WT

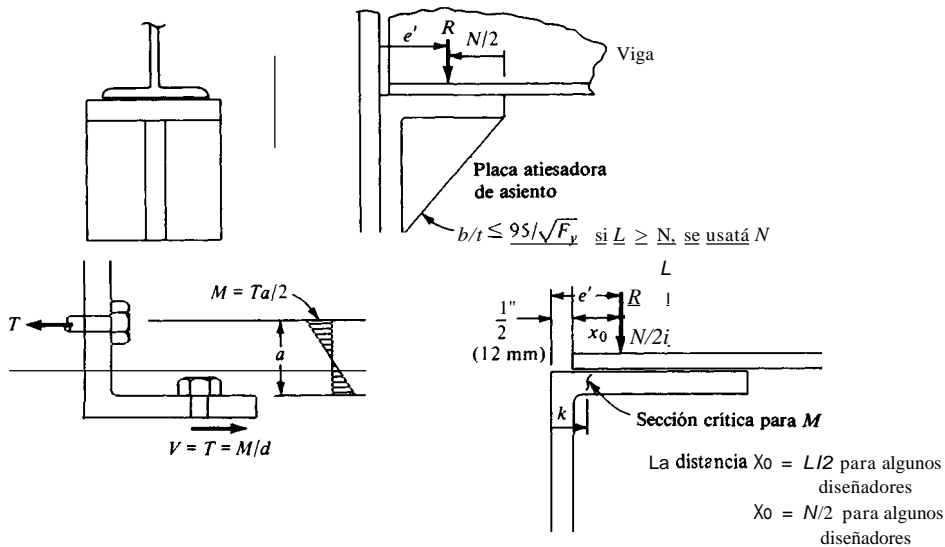


Figura 8-20 Secciones críticas y dimensiones en el diseño de angulares auxiliares (superior) y de asiento, para usar en la conexión de las vigas a las columnas.

de la figura 8-180. En la figura 8-20 se muestran secciones críticas y suposiciones para el diseño del angular sujetador y el angular de asiento.

Ejemplo 8-13 Diseñese una conexión semirrígida (tipo 3) para resistir la mitad de la capacidad de una sección W460 x 74.4, como se muestra. Se usarán tornillos A-325 de 25 mm de diámetro, acero $F_y = 250$ MPa, y las especificaciones del AISC.

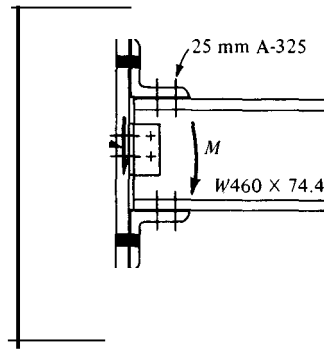


Figura 8-130

SOLUCION Datos de la sección W460 x 74.4:

$$d = 457 \text{ mm} \quad b_f = 190 \text{ mm} < 205 \quad \text{Correcta}$$

$$t_f = 14.5 \text{ mm} \quad t_w = 9.0 \text{ mm} \quad S_x = 1.46 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

Supóngase que se usarán angulares en el alma, de modo que el angular de asiento soporte solamente compresión debida al momento, y el angular de sujeción lleva solamente tensión.

Hállese la fuerza de tensión que ha de resistir el angular de sujeción (supóngase que $F_b = 0.6F_y = 150$ MPa):

$$M = 0.5(0.6F_y) \times 1.46 = 109.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$T = \frac{M}{d} = \frac{109.5}{0.457} = 2396 \text{ kN}$$

El número de tornillos a tensión en el angular de sujeción se basa en $F_t = 305$ MPa y $A_b = 0.4908 \times 10^{-3} \text{ m}^2$

$$N = \frac{239.6}{305(0.4908)} = 1.6 \quad \text{se usarán dos tornillos}$$

Obsérvese que es bueno no tener que usar más de dos tornillos, ya que las filas adicionales tendrían una eficiencia considerablemente reducida. Refiriéndose a la figura E8-13b, el número de tornillos necesarios para soportar el valor de T en cortante, usando $F_v = 150$ MPa, será

$$N = \frac{239.6}{150(0.4908)} = 3.25 \quad \text{úsense cuatro por simetría}$$

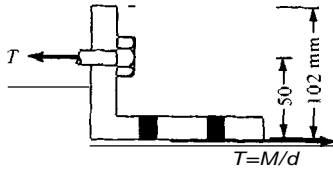


Figura S-13b

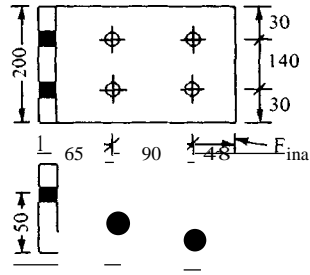


Figura S-13e

Diseño del angular. Tómese $L - s b_j = 190$ a 205 mm --- úsese 200 mm. Se usará un angular de lados desiguales con el lado más largo hacia afuera. El lado más largo debe tener la longitud suficiente para colocar dos tornillos a $3D +$ distancia al borde + valor de g_l de la tabla 1-13 del SSDD.

$$L \geq 28 + 75 + g_l = 28 + 75 + 65 = 168 \text{ mm}$$

Pruébese un $L178 \times 102 \times 22.2$ (refiérase a la figura E8-13c):

$$a = 50 - 22.2 = 27.8 \text{ mm}$$

$$M = \frac{Ta}{2} = (239.6) \frac{0.0278}{2} = 3.330 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S = \frac{Lt^2}{6} = \frac{200(0.0222)^2}{6} = 0.01643 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$F_b = 0.75 F$; debido al tipo de conexión, situación, y debido a la forma rectangular de la sección transversal.

$$F_b = 0.75(250) = 187.5 \text{ MPa}$$

$$fb = \frac{3.350}{0.01643} = 202.7 > 187.5$$

Como este es el angular de mayor espesor de este grupo. se va a la parte superior del grupo siguiente, ya que controla el espesor. No se debe hacer $L > 205$ mm, porque se extendería fuera del patín de la columna y además haría dudoso el análisis de la flexión con un ancho muy grande y solamente dos sujetadores.

Pruébese $L203 \times 102 \times 25.4$ mm.

$$a = 50 - 25.4 = 24.6 \text{ mm}$$

$$M = (239.6) \frac{0.0246}{2} = 2.947 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S = \frac{200(0.0254)^2}{6} = 0.0215 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$f_b = \frac{2.947}{0.0215} = 137 < 187 \text{ MPa} \quad \text{Correcta (y no servirá ningún ángulo con menor espesor)}$$

Una comprobación de rutina a tensión muestra que la sección es adecuada. Se pasa ahora a comprobar si es necesario usar un angular en el alma para el cortante, ya que este angular es bastante grueso. Refiérase a la figura E8-13d para las dimensiones críticas y otros datos para el análisis.

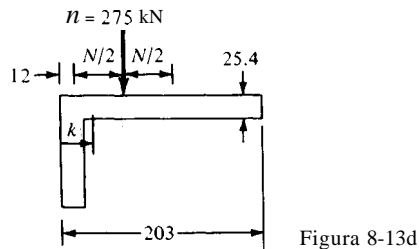


Figura 8-13d

Con 12 mm de espacio libre normal en el extremo de la viga, $R = V$ actúa con una excentricidad de

$$e = \frac{203}{2} - 12 = 95.5 \text{ mm}$$

Como este valor es tan grande y debido a que se usa el lado más largo hacia afuera para proveer una longitud adecuada para dos líneas de tornillos, se pasa a calcular la distancia N requerida para la viga y usar ese valor para determinar el momento flector en el angular de asiento. Supóngase que la reacción está concentrada en $N/2$ a partir del extremo de la viga, para calcular el momento.

$$(N + k)twF_b = R \quad [\text{Eq. (4-5)}]$$

$$k = 27.8 \text{ mm} \quad t_w = 9.0 \text{ mm}$$

$$(N + 27.8)(0.009)(187.5) = 275$$

$$N = 135.2 \text{ mm}$$

$$e = \frac{135.2}{2} = 67.6 \text{ mm}$$

$$e' = e + 12 - k_{\text{angular}} = 67.6 + 12 - 38.1 = 41.5 \text{ mm}$$

$$M = Re' = 275(0.0415) = 11.412 \gg 2.947 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{como se usó para el angular superior}$$

Esto no es satisfactorio aun cuando se suponga que el angular superior soporta la mitad del cortante; por tanto, se requieren angulares para el cortante en el alma.

¿ La conexión de momento que se muestra en la figura 8-18c, se puede tratar de una de las dos maneras siguientes:

1. Suponiendo tensión inicial en los tornillos (que siempre se desarrolla en las conexiones con tornillos de alta resistencia).
2. Sin suponer tensión inicial.

Estas dos suposiciones se ilustran en las figuras 8-21 y 8-22. Con tornillos de alta resistencia, la suposición de tensión inicial en el tornillo permite a la conexión actuar como una unidad elástica y se pueden calcular los esfuerzos utilizando la ecuación usual de momentos, $fb = Me/I$, que es válida hasta que se separen las placas de conexión. Como la junta nunca se diseña para un momento lo suficientemente grande para separar las placas, el método mostrado en la figura 8-21 es adecuadamente conservador para su uso en el diseño. El método que se muestra en la figura 8-22 resulta necesario cuando hay que diseñar o analizar una junta que use remaches, en cuyo caso no se supone corrientemente que haya tensión inicial.

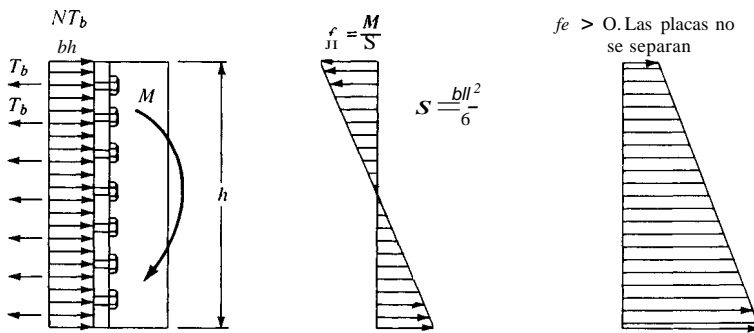


Figura 8-21 Conexión de momento suponiendo tensión inicial en el tornillo.

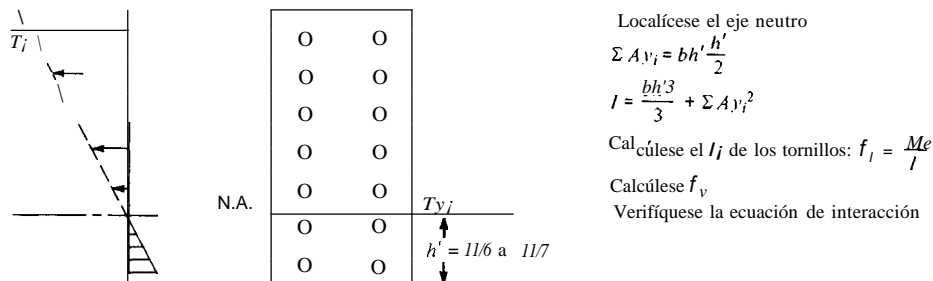


Figura 8-22 Conexión de momento, sin tener en cuenta la tensión inicial en el tornillo.

Ejemplo 8-14 En la conexión de ménsula que se muestra en la figura E8-14a, se usa un pedazo de WT y dos pedazos de angular para hacer un asiento atiesado de viga. Los sujetadores son tornillos A-325 de alta resistencia y acero A-36. ¿Es adecuada la conexión para el cortante y momento que habrá que resistir? Usense las especificaciones del AISC.

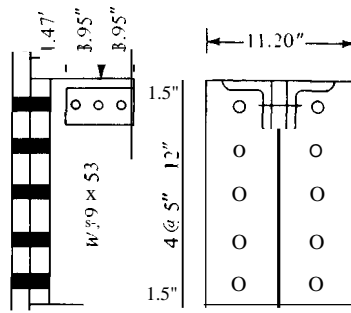


Figura 8-140

SOLUCION Supóngase una junta del tipo de fricción. Para tornillos de 7-8 pulg de diámetro, $T_b = 39$ kips/tornillo (tabla 8-2)

$$\frac{P}{A} = \frac{10(39)}{15(11.20)} = \frac{232}{15} \text{ kips/pulg}^2$$

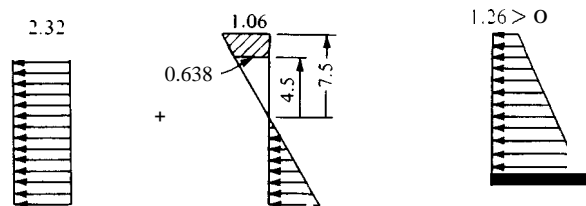
$$I_x = \frac{82.5}{10(0.601)} = 13.72 \text{ kips/pulg}^3$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{11.20(15)^2}{6} = 420.0 \text{ pulg}^3$$

$$M = 82.5(1.47 + 3.95) = 447.15 \text{ kips/pulg}^2$$

$$f_t = f_c = \frac{M}{S} = \frac{447.15}{420} = 1.06 \text{ kips/pulg}^2$$

El diagrama resultante de esfuerzos se muestra en la figura E8-14b, la parte rayada del diagrama *MIS* representa tensión debido al momento y que se de-



3.38 Figura 8-14b

be soportar por los dos tornillos superiores:

$$T_m = \frac{1.06 + 0.638}{2} \times \frac{3(11.20)}{2} = 14.3 \text{ kips/tornillo}$$

$$F'_c = 17.5 \left(1 - \frac{A_b f_t}{T_b} \right) = 17.5 \left(1 - \frac{14.3}{39} \right) = 11.0S < 13.7 \text{ kips/pulg- N.S.}$$

Será necesario rediseñar la conexión, usando tornillos o más grandes o más largos. ///

8-10 FACTOR DE RESISTENCIA DE CARGA (DFRC) PARA DISEÑO DE CONEXIONES

La forma común de la ecuación DFRC para el diseño de conexiones, usando tornillos A-325 y A-490 de alta resistencia (y con el tamaño limitado al diámetro ≤ 1.5 pulg) es

$$R_n = 1.1(1.1D + 1.4L)$$

Este valor se compara de la manera siguiente con la resistencia del sujetador o el aplastamiento de placa a tornillo:

Conexión de tipo de aplastamiento:

$$R_n = 0.625 A_b F_u \quad \phi = 0.70$$

Conexión de tipo de fricción:

$$R_n = 0.7 m \mu A_t F_u \quad \phi = 1.00$$

Cortante y tensión combinados:

$$(Pu(\text{cortante})^2 + (0.6Pu(\text{tensión}))^2 \leq \phi(0.6 A_b F_u)^2 \quad \phi = 0.75$$

Aplastamiento de la placa sobre el tornillo:

$$R_n = 3 t d F_u (\text{placa}) \quad \phi = 0.64$$

donde A_b = área nominal del tornillo

A_t = área a tensión del tornillo (en la zona de la rosca) [véase ecuación (5-4)]

F_u = resistencia última (nominal) del tornillo (= 1 para juntas de solapa a cortante simple)

m = número de superficies de deslizamiento (= 1 para juntas de solapa a cortante simple)

μ = coeficiente de fricción (por lo general 0.35 para superficies libres de la escoria del molino)

Ejemplo 8-15 Dada la conexión de la figura ES-15, determínese si el espesor de la placa es adecuado y hállese el número de tornillos A-325 de 20 mm, usando una conexión de tipo de fricción, y una conexión de tipo de aplastamiento.

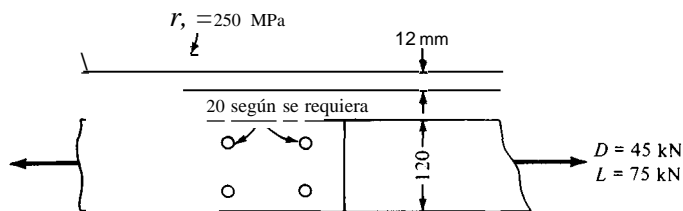


Figura 8-15

SOLUCION

$$R_u = 1.1(1.1D + 1.4L)$$

$$= 1.1[1.1(45) + 1.4(75)] = 170 \text{ kN}$$

Comprobación de las dimensiones de la placa.

$$A_n \phi F_y = 170 \quad (\text{véase sección 5-10})$$

$$A_n = \frac{170}{0.88(250)} = 0.77272 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_n \phi F_u = 170 \text{ kN}$$

$$A_n = \frac{170}{0.74(400)} = 0.5743 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_g = \frac{0.5743}{0.85} = 0.6756 \times 10^{-3} \text{ m}^2 < 0.77272 \quad \text{no rige}$$

El A_g suministrado es

$$A_g = [120 - 2(23)]0.012 = 0.888 \times 10^{-3} \text{ m}^2 > 0.77272 \quad \text{Correcta}$$

Hállese el número de tornillos requeridos en una conexión de tipo de fricción (no se tolera el deslizamiento, pero nótese que después de que se deslicen las placas, es necesario cortar los tornillos para que falle la conexión). Supóngase $\mu = 0.35$ (libre de escoria del molino en la superficie de empalme).

$$A_n = 0.7854 \left(D - \frac{0.9743}{10} \right)^2 \quad (\text{pie lb seg}) \quad [\text{eco (5-4)}]$$

$$A_n = 0.7854 \left(20 - \frac{24.747}{10} \right)^2 = 0.24122 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Supóngase 10 roscas 125.4 mm para el tornillo de 20 mm de diámetro.

$$\phi R_n = 0.75 \mu A_n F_u = 170 \text{ kN}$$

$m = 1$ para cortante simple

$$0.75 \times 1 \times 0.35 \times 0.24122 \times 725 \times N = 170 \text{ kN}$$

$$N = 3.97 \quad \text{se usan cuatro tornillos}$$

Hállese el número de tornillos requeridos en una conexión de tipo de aplastamiento (se tolera el deslizamiento Y la falla de la junta es por cortante del tornillo):

$$\phi R_n = \phi(0.625 A_b F_u) N = 170 \text{ kN}$$

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi (0.020)^2}{4} \times \frac{10^3}{1} = 0.31416 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$N = \frac{170}{0.70 \times 0.625 \times 0.31416 \times 725} = 1.71 \text{ se usan dos tornillos}$$

Compruébese el aplastamiento de la placa usando dos tornillos:

$$R_p = 3 t d F_u \quad \phi = 0.64 \quad F_u = 400 \text{ MPa}$$

$$\phi R_p = 0.64(3)(0.012 \times 20)(400)(2) = 368.6 \text{ kN} \gg 170 \text{ kN} \text{ Correcta}$$

La conexión es "segura" ya sea con dos o con cuatro tornillos. Selecciónese el número basándose en la decisión final en lo que respecta al tipo de conexión, "fricción" o "aplastamiento".

PROBLEMAS

8-1 Determínese la capacidad a tensión de la conexión que se muestra en la figura P8-I, usando tornillos A-325 y 3/4 pulg de diámetro. Fíjese el gramil para que la sección crítica neta sea un mínimo. Determínese también el espesor mínimo de las cubreplacas hasta el múltiplo más cercano de 1/16 pulg. Se usarán las especificaciones del AISC y acero A-36. Usese una conexión de aplastamiento.

Respuesta: $P = 159 \text{ kips}$.

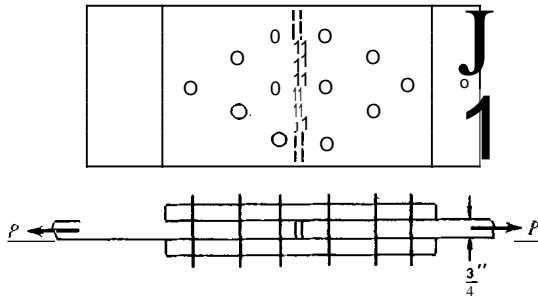


Figura P8-I

8-2 Determínese el número de tornillos A-490 de 22 mm de diámetro que se necesitan para desarrollar la capacidad efectiva total de la conexión a tensión mostrada, usando un par de angulares y la placa de conexión que aparece en la figura P8-2. Usese un espaciamento de tornillos de cuando menos $3D$. Hágase un boceto indicado del diseño final de la junta, mostrando los tornillos requeridos, longitud, y cualquier otra información crítica de diseño. Usense las especificaciones del AISC, acero de $F_y = 345 \text{ MPa}$, y una conexión de fricción.

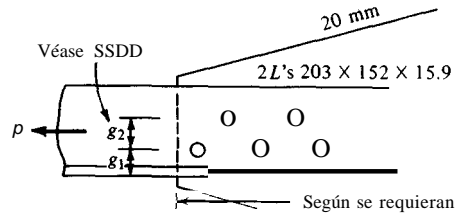


Figura PS-2

S-3 Repítase el problema S-2, usando $F_y = 250$ MPa y las especificaciones de la AASHTO para la capacidad efectiva total de los angulares. Usense tornillos A-325 y una conexión a fricción.

Respuesta: 15 tornillos, $L = 610$ mm, justamente por debajo del valor de L para que no haya reducción.

8-4 Repítase el problema S-2 para el equivalente pie-lb.seg, del par de angulares y una placa de conexión de 3/4 pulg, para una carga axial de 240 kips, acero A-36, y tornillos A-325 en una conexión de aplastamiento.

Respuesta: Ocho tornillos de 7/8 de diámetro.

S-S Dado el empalme de viga de la figura PS-5, úsen las especificaciones de la AASHTO para a) Diseñar pernos y cubreplacas para la capacidad total de momento de la viga. Diseñar tornillos y placas del alma para la capacidad total de cortante de la viga. Se usarán tornillos A-325 de 7/8 pulg de diámetro, para todas las partes empalmadas y acero A-36.

Respuesta parcial: $M = 1950$ pulg, kips, $T = 107$ kips.

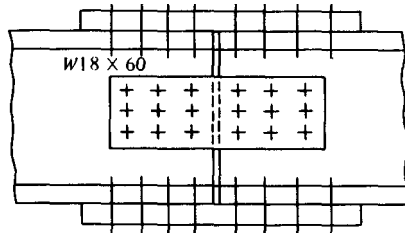


Figura PS-S

8-6 Diseñese la conexión excéntricamente cargada, de una ménsula, para la carga que se muestra en la figura PS-6. Usense tornillos A-325 de 25 mm de diámetro en una conexión de fricción. Determinese el espesor de la placa, tanto para aplastamiento como para rajadura a lo largo de la fila delantera de tornillos.

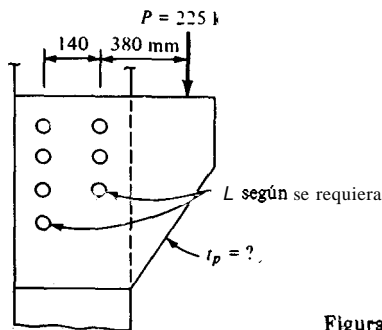


Figura PS-6

S-1 Determinése el número de colocación de los tornillos A-325 para una conexión de cable a una columna W360 x 314, como se ve en la figura PS-7. Supóngase cualquier dimensión de T que sean necesarias para producir el L disponible. Verifíquese la tensión en el alma de la T de manera que se use una sección suficientemente grande. Supóngase que se reforzará el agujero de fijación del cable, de manera que no se limite la capacidad en este punto. Usense las especificaciones del AISC y $F_y = 250 \text{ MPa}$ para la sección T .

Respuesta: 10 tornillos.

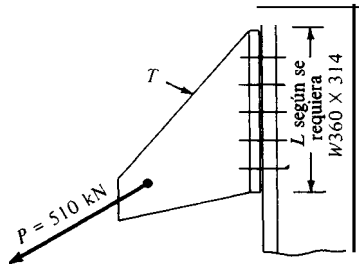


Figura PS-7

S-2 Determinése la máxima P permisible para la conexión atiesada de asiento que se muestra en la figura PS-8, usando las especificaciones AISC y acero A-36, con tornillos A-325 de 7/8 pulg de diámetro. Suponer que los angulares y la T son adecuados para resistir las rajaduras, pero que se debe verificar el aplastamiento, según se considere apropiado. Todas las líneas de tornillos de los angulares están a las distancias normales de gramil, como se indica en la tabla 1-13 del SSDD.

Respuesta: 52.2 kips-

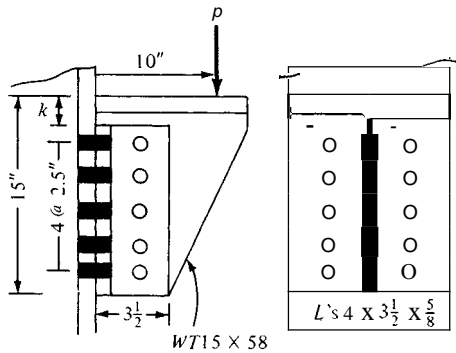


Figura P8-8

S-9 Repítase el ejemplo 8-14 para doce tornillos A-325 de 7/8 pulg de diámetro.

Respuesta: 12.

S-10 Repítase el ejemplo 8-14 para diez tornillos A-325 de 1 pulg de diámetro.

S-u Rediséñese la conexión del ejemplo 8-8 si la viga de piso de la izquierda no se estructura con la sección W18 x 50.

S-U Compruébese la conexión del ejemplo S-7, si se omiten los dos tornillos en el c.g. del patrón de tornillos. ¿Será adecuado el patrón?

Respuesta: Sí 10 será.

S-13 Diséñense los sujetadores para el miembro 9, que se estructura con la junta diseñada para el puente de carretera del ejemplo S-3.

S-14 Determinése la sección W410 que pueda soportar con seguridad la carga sobre la varilla de colgar en la escalera del ejemplo 8-11.

8-15 Diseñese la conexión inferior para el miembro vertical 7 del puente de carretera, utilizando la sección del cordón inferior diseñada en el problema 5-28.

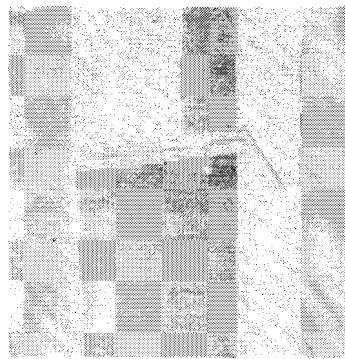
8-16 Repítase el problema 8-1, usando el DFRC.

Respuesta: $P_u = 217$ kips, $N =$ seis tornillos de 3/4 pulg.

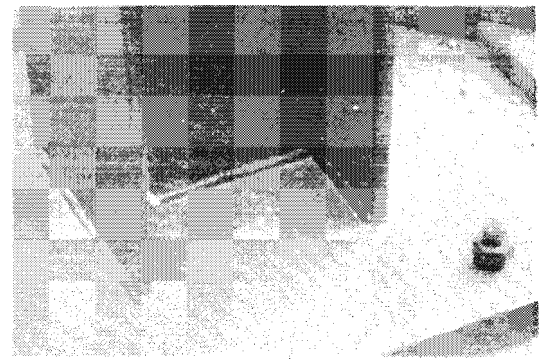
8-17 Repítase el problema 8-2 usando el DFRC.

8-18 Repítase el problema 8-5 usando el DFRC. Supóngase que la carga de 225 kN se compone de D 100 kN y $L = 25$ kN. Verifíquese solamente el número de tornillos.

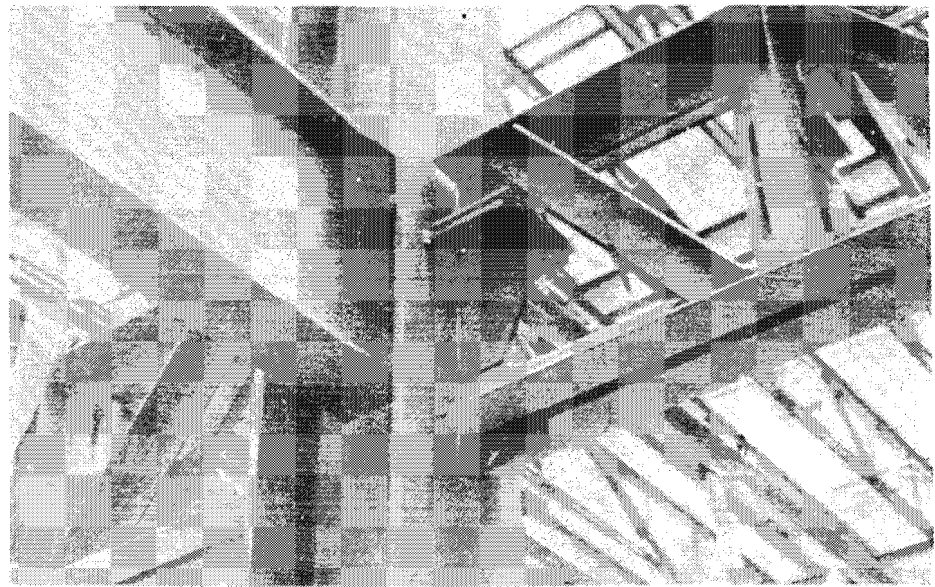
Respuesta: 16 tornillos con 10% de sobreesfuerzo.



(a)



(b)



(c)

Figura IX-1 Soldaduras. La mayoría de las soldaduras estructurales (80 a 90 por ciento) son soldaduras de filete. *a)* Uso poco corriente de una soldadura a tope en un empalme de columna. Nótese que la placa terminal inferior de la columna está soldada a tope a la misma, pero la placa superior tiene soldadura de filete. *b)* Placa de base de la columna soldada a filete a la columna. *c)* Soldaduras a filete. Se usa una Te cortada como asiento de la trabe (vigueta de alma abierta). Nótese que la placa inferior que suministra estabilidad lateral al patín inferior también usa soldadura de filete con la columna. La viga, en primer término, a la izquierda, tiene angulares estructurales soldados a filete en el taller (atornillados en el campo al alma de la columna). Se puede ver en el elemento de asiento de la viga WT un perno de erección 464 también utilizado para dar estabilidad estructural.

CONEXIONES SOLDADAS

9-1 CONSIDERACIONES GENERALES

La soldadura es un proceso por el cual se unen piezas de metal, calentándolas hasta alcanzar el estado fluído o casi fluídas, con o sin aplicación de presión. Las primeras soldaduras (hace aproximadamente 3 000 años) implicaban el calentamiento de las piezas hasta un estado plástico para luego martillarlas hasta su unión (es decir, con el uso de presión). Actualmente, se usa muy poco este tipo de soldadura, excepto en pequeñas operaciones locales de herrería que implican la reparación de equipos agrícolas y el herraje de animales. En la actualidad, la mayoría de los equipos agrícolas se reparan usando métodos más modernos de soldadura de gas o eléctrica.

La soldadura estructural es casi toda eléctrica, y se dispone de numerosos procesos. Se usa poco la soldadura por gas (la palabra "gas" se usa aquí para indicar el uso de una mezcla de gas/oxígeno para producir una flama muy caliente para calentar las partes y el material de relleno de la soldadura), pero el gas se usa principalmente para dar forma a las piezas por medio del corte. Con equipo para corte con gas, mecánicamente controlado, que se usa en talleres de fabricación, se pueden realizar cortes que se acercan a los cortes con segueta por su uniformidad.

Como ya se indicó, la mayoría de los tipos de soldadura usan corriente eléctrica. La corriente se usa para calentar el electrodo hasta alcanzar el estado líquido, y luego depositarlo como relleno sobre las superficies de contacto de las dos o más piezas que se quieren unir. El proceso funde simultáneamente una parte del metal base (el metal que se quiere unir) en la superficie de separación, de manera que el metal se entremezcla con el metal base y desarrolla continuidad del material en la junta, cuando tiene lugar el enfriamiento. Si la cantidad de electrodo depositado es pequeña en relación con el espesor de las partes unidas, el proce-

so tiende a ser poco confiable (es decir, ocurre una fusión insuficiente del metal base de manera que la soldadura puede reventarse o no efectuar una junta completa). Esto se puede evitar ya sea precalentando el metal base, o limitando el tamaño mínimo de la soldadura. Cuando la operación de soldado tiene lugar en un ambiente muy frío, **puede** que sea necesario precalentar las partes, especialmente cuando las partes son muy gruesas, de manera que un gradiente de temperatura muy grande no puede desarrollarse en una tan corta distancia, tal que los esfuerzos térmicos resultantes sean tan elevados que falle la zona de soldadura.

La soldadura eléctrica implica el paso de una corriente ya sea *cd* o *ca* por medio de un electrodo. Manteniendo el electrodo a muy corta distancia del metal base, que está conectado a un lado del circuito, se forma un arco al desarrollarse esencialmente un "corto circuito". Con dicho "corto circuito" tiene lugar un flujo muy alto de corriente, la que funde la punta del electrodo (en el arco) y el metal base en las cercanías del arco. El flujo de electrones que componen el circuito "lleva" el metal fundido del electrodo hasta el metal base para formar la junta. Es necesario un cuidadoso control del tamaño del electrodo y la corriente para producir una soldadura de calidad con suficiente calor para definir una adecuada zona de fusión mientras se mantienen a un mínimo las salpicaduras del electrodo.

El electrodo puede ser o bien el ánodo del circuito (+) o el cátodo (-). Es más común que el electrodo sea el ánodo y la operación resultante se efectúa usando "polaridad inversa". Cuando el electrodo de soldadura es el cátodo (-), el circuito usa polaridad directa. La mayoría de las soldaduras se efectúa usando *cd*; si se usa *ca* como fuente de energía se transforma primero a *cd*.

De los numerosos procesos de soldadura que existen, los siguientes son los de uso más probable en aplicaciones estructurales.

1. *Soldadura de arco metálico protegido (SAMP)*. Este es el método más usual de soldadura, que usa electrodos de barra. Los electrodos están disponibles en longitudes de 9 a 18 pulg y están cubiertos de un material que produce un gas y escoria inertes, cuando la corriente de soldadura funde el metal. Este gas rodea la zona de soldado para impedir la oxidación (véase figura 9-1a) lo que constituye un factor crítico si es necesaria más de una pasada para darle a la soldadura el tamaño requerido. Como la escoria es más ligera que el metal, flota hasta la parte superior de la soldadura y se puede barrer con cepillo. En las pasadas subsiguientes, es necesario barrer las pasadas anteriores para remover cualquier escoria, suciedad, u otro material extraño cuya presencia pudiera causar un defecto en la soldadura. Este tipo de soldadura es el método que más se usa en el campo, cuando se usa un equipo de *cd* de soldadura. El tamaño mayor de soldadura producido en un solo pase, es alrededor de 5/16 pulg u 8 mm.

2. *Soldadura de arco metálico protegido con gas (SAMPG)*. Este método de soldadura es el que se usa con mayor frecuencia para soldador en taller, donde se usan electrodos sin cubrir en una unidad mecánica de soldadura. La unidad con-

trola el espaciamiento de los electrodos y la velocidad de soldado, y tiene una fuente de gas inerte para proteger la soldadura de la atmósfera que la rodea.

3. *Soldadura de arco sumergido (SAS)*. Este método también se usa en talleres de fabricación. Se alinea la junta y se cubre con una capa de material en gránulos fusible, que contiene agentes de aleación y de fusión, así como productores de gases inertes. El electrodo se inserta en el material granuloso, se produce el arco, y tiene lugar la fusión del electrodo y el metal base. El calor funde la capa granulosa para formar la capa protectora de gas y obtener cualesquiera otros efectos que se desee del material. Se barre luego la escoria para dejar expuesta la soldadura.

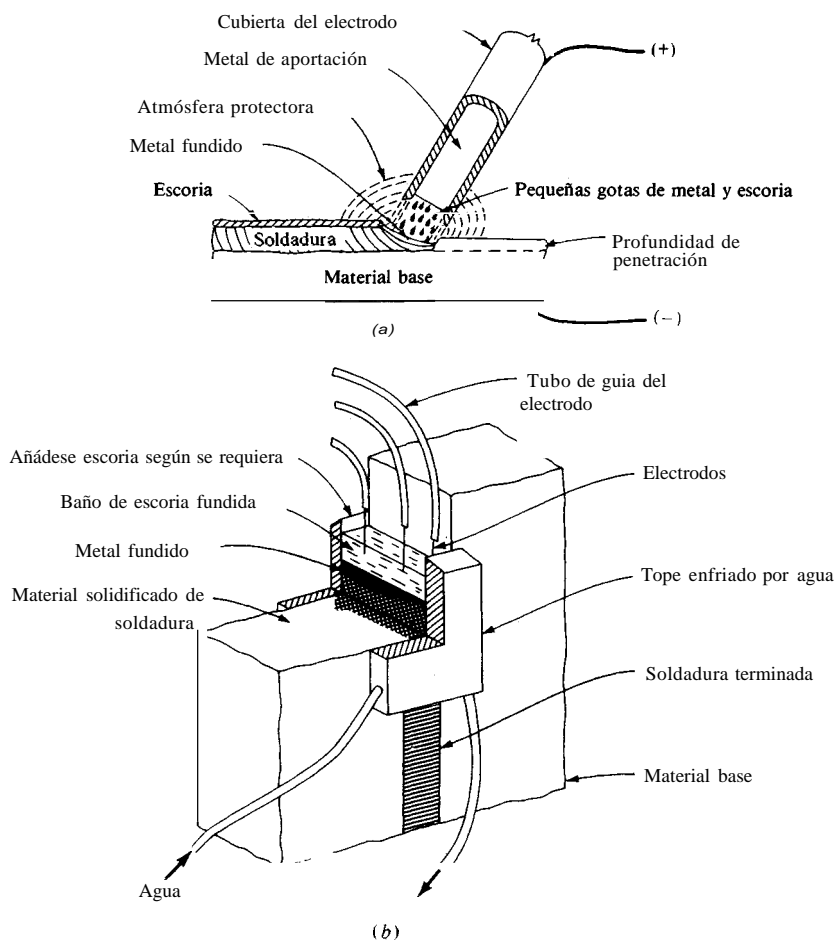


Figura 9-1 Dos de los métodos más comunes para soldar. a) Arco metálico protegido. b) Electroescoria.

4. *Soldadura de electroescoria*. El proceso de soldado es muy similar al proceso de arco sumergido, pero usa una escoria electroconductiva que se mantiene en posición entre las dos piezas de metal por soldar por medio de placas de reten-

ción enfriadas con agua (véase figura 9-1b). El material de escoria se funde y se pasa la corriente por el mismo para mantener en estado de fusión la escoria y el material metálico de relleno. El relleno se obtiene del electrodo de soldadura, el que pasa dentro de la escoria. Por lo general, el proceso se efectúa en un montaje vertical, de manera que, según se funde el relleno, las placas de retención se elevan lentamente, dejando atrás la soldadura terminada y parcialmente enfriada, la cual tiene una delgada cubierta de escoria que es necesario remover.

La soldadura de electroescoria se usa en el taller para soldar placas gruesas. Ha tenido bastante aceptación en las obras de puentes, para soldar placas de traveses con placas de piso. Se pueden soldar placas del orden de 20 a 450 mm por medio de este proceso, utilizando sólo un pase.

9-2 ELECTRODOS PARA SOLDAR

Se dispone de una variedad de electrodos de manera que se puede hacer un ajuste apropiado de la resistencia y características metalúrgicas del metal base con el material de la soldadura. En las aplicaciones estructurales, la American Welding Society, en cooperación con la ASTM, ha establecido un sistema de numeración de electrodos, que clasifica a estos electrodos de soldar (o varillas) de la manera siguiente:

Eaaabc

donde E = electrodo

aaa = número de dos o tres dígitos que establecen la resistencia última a tensión del metal de la soldadura. En general, se dispone de los valores siguientes:

60, 70, 80, 90, 100, 110, y 120 kips/pulg-

415, 485, 550, 620, 690, 760, y 825 MPa

b = dígito para indicar lo apropiado de la posición de soldado, que puede ser plana, horizontal, vertical y sobrecabeza.

1 = apropiada para todas las posiciones

2 = apropiada para filetes horizontales y colocación plana del trabajo

e = dígito que indica la fuente de corriente y la técnica de soldadura: ca, cd polaridad directa, ca polaridad inversa, etc.

Por ejemplo un electrodo E7013 es un electrodo con $F_u = 70$ kips/pulg-, que se puede usar en cualquier posición, con ca o cd, y con polaridad directa o inversa.

Para el diseño estructural, la información que interesa es saber si el electrodo es E60, E70, E80, o lo que fuere. Usualmente las ferreterías tienen en existencia electrodos E7014 y E6011 (para todas las posiciones de soldadura y para usar corriente ca o cd; el 4 indica que se ha añadido un polvo de hierro al recubrimiento del electrodo, de manera que sea más fácil mantener el arco). En general, los

electrodos E70 son los que se usan más en el trabajo estructural, y son compatibles con todos los grados de acero hasta $F_y = 60$ kips/pulg.-.

9-3 TIPOS DE JUNTAS Y SOLDADURAS

Se pueden usar diferentes tipos de soldaduras en aplicaciones estructurales que incluyen, soldaduras de ranura, de filete, de tapón, de costura, de muesca y de puntos. La mayoría de las soldaduras en aplicaciones estructurales son de ranura (aproximadamente 15 por ciento de todas las soldaduras) y de filete (aproximadamente 80 por ciento de todas las soldaduras). Las juntas básicas estructurales que se muestran en la figura 9-2 se pueden producir usando una o más de las soldaduras que se indican en la lista anterior. La junta a tope se obtiene a partir de una soldadura de ranura como se muestra en la figura 9-3a. Se considera que esta junta tiene una eficiencia del 100 por ciento, si se construye de manera tal que se obtenga total penetración de la soldadura.

9-3.1 Esfuerzos permisibles en la soldadura

Es probable que la junta a tope sea la única junta que esté sometida a tensión directa. Los esfuerzos permisibles de tensión o compresión para el metal de la soldadura, vienen dados en la tabla 9-1. Los esfuerzos permisibles de tensión o compresión para el metal de la soldadura se pueden también tomar como $0.6 F_y$ pero con $F_u(\text{electrodo})$ a 60 (E60) o 70 kips/pulg.- (ESO), los esfuerzos límites son los del metal base. La AWS ha introducido cierta moderación al limitar aún más el F_y del metal base a 42 kips/pulg. para los electrodos E60 y a 55 kips/pulg.- para los electrodos E70 en el acero de grado estructural.

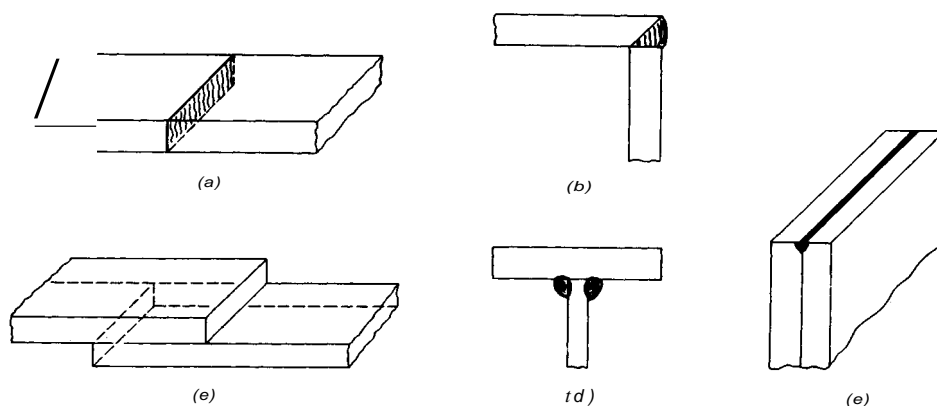


Figura 9-2 Juntas estructurales básicas que utilizan soldaduras. a) Junta a tope. b) Junta de esquina. c) Junta traslapada. d) Junta T. e) Junta de borde.

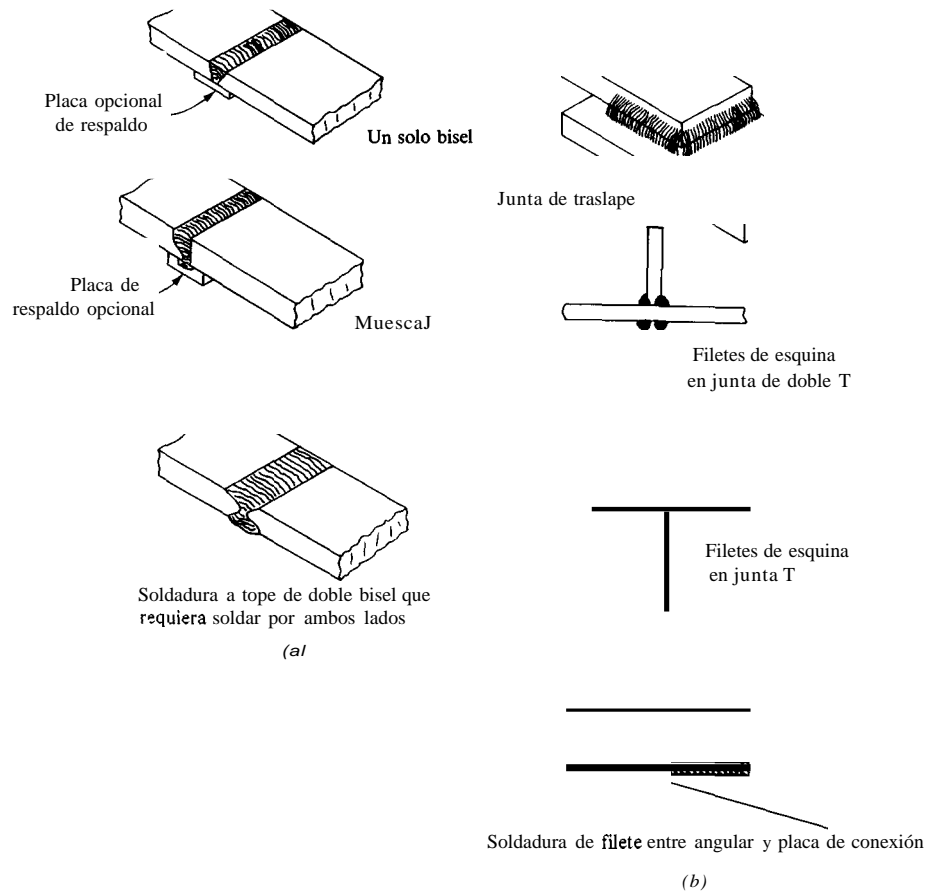


Figura 9-3 Soldadura de ranura y filete en aplicaciones estructurales. a) Soldaduras de ranura usadas en juntas a tope. b) Juntas de filete, usadas como se indican.

El esfuerzo cortante permisible para soldadura de filete está limitado a

$$r_s = 0.3F_u(\text{electrodo})$$

en las especificaciones del AISC, pero es necesario siempre comprobar que haya suficiente metal base para resistir los mismos esfuerzos cortantes. En general, el esfuerzo cortante de la soldadura de $0.3F_u(\text{electrodo})$ producirá mayores esfuerzos cortantes que el $0.4F_{ydel}$ metal base. Es por esta razón que el esfuerzo cortante del metal base se debe siempre revisar respecto a las especificaciones que se usen.

El esfuerzo cortante máximo en el metal de la soldadura es el valor límite en las conexiones en las que la soldadura esté sujeta a esfuerzos combinados de cortante y tensión.

Tabla 9-1 Esfuerzos permisibles en las soldaduras según diversas especificaciones

Tipo de soldadura	Tipo de esfuerzo	Esfuerzo permisible		
		AISC	AASHTO	AREA
Ranura, con penetración total	Tensión o compresión, paralela o normal al eje de la soldadura	Igual que el metal base"	Igual que el metal base"	Igual que el metal base"
Ranura, con penetración parcial	Tensión o compresión, paralela o normal al eje de la soldadura	Igual que el metal base	Igual que el metal base	Igual que el metal base
Todas las soldaduras de ranura	Cortante	$0.30F_u(\text{electrodo})$	$0.27F_u(\text{electrodo})$	$0.35F_u(\text{electrodo})$
Soldaduras de filete"	Cortante	$0.30F_u(\text{electrodo})$	$0.27F_u(\text{electrodo})$	$0.35F_u(\text{electrodo})$
Soldaduras de tapón y ranura	Cortante	$0.30F_u(\text{electrodo})$	$0.27F_u(\text{electrodo})$	$0.35F_u(\text{electrodo})$

a El metal base tiene que ser compatible con el electrodo: por ejemplo, los electrodos E60 están limitados a un metal base con F_y no mayor de 42 kips/pulg/ (290 MPa); los electrodos E70 para metal base con F_y no mayor de 55 kips/pulgé (380 MPa); electrodos E80 para F_y no mayor de 65 kips/pulg" (415 MPa).

b El esfuerzo cortante se puede limitar por el máximo esfuerzo de la cortante permisible en el metal base ($F_v = 0.4F_y$ en las especificaciones del AISC; $F_v = 0.33F_y$ en las especificaciones de AASHTO; $F_v = 0.35F_y$ en las especificaciones del AREA).

9-3.2 Soldaduras de filete

La *soldadura de filete* que se muestra en la figura 9-4 tiene una sección transversal aproximadamente triangular. Se debe tener cuidado al rellenar las dimensiones de la garganta de una manera adecuada; como se muestra en la figura 9-4c. En la mayoría de los casos, se hacen iguales las dos patas de la soldadura, pero esto no es necesario, y se pueden usar patas desiguales. Si se usan patas iguales para la soldadura de filete, las dimensiones en la garganta representan el área mínima para cortante y se calcula como

$$T = D \times \cos 45^\circ = D \times 0.70711$$

donde T = dimensión en la garganta

D = dimensión nominal de la pata

La dimensión de la pata para soldaduras de filete, D , debe llevarse hasta el 1116 pulg o 1 mm/

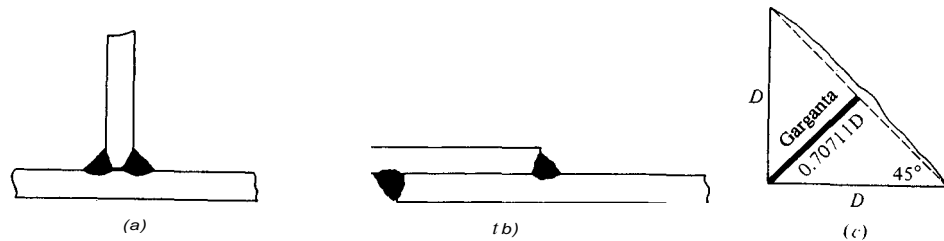


Figura 9-4 Área crítica de cortante para soldaduras de filete. a) Soldadura de filete para junta te. b) Soldadura de filete para junta traslapada. c) Dimensión en la garganta para área mínima de cortante.

9-3.3 Soldaduras de tapón y de muesca

La *soldadura de muesca* (figura 9-5) es un tipo especial de soldadura de filete que se usa a veces cuando es difícil obtener la longitud necesaria para desarrollar la resistencia requerida a cortante en una junta traslapada. Las *soldaduras de tapón* (figura 9-5b) se pueden usar para impedir el pandeo de las juntas largas traslapadas en compresión, o para conectar las placas superiores con las inferiores en miembros armados. Se pueden usar ya sea en agujeros redondos o muescas con extremos redondeados. Las especificaciones de la AISC cubren las dimensiones de las soldaduras de tapón y muesca, como se muestra en la figura. Estas dimensiones aseguran agarre y transferencia de cortante adecuados después que el encogimiento sustancial de la soldadura (contracción al enfriarse) haya tenido lugar. Si se usa una soldadura de filete en una muesca (no se llena la cavidad de la muesca, como sucede con las soldaduras de muesca o tapón) el diseño y dimensiones se basan en los requerimientos de resistencia, como para las otras soldaduras de filete. Esto sucede porque la cantidad de metal fundido de la soldadura es mucho menor y el encogimiento resultante es mucho menor.

9-3.4 Tamaño mínimo de la soldadura

Las soldaduras deben tener un tamaño mínimo, basado en el espesor del metal base. Esto se hace para asegurar un calentamiento y enfriamiento adecuados del área de soldadura, de manera que la soldadura y el metal base no se cristalicen y tiendan a agrietarse o reventarse debido a la insuficiente fusión de la soldadura con el metal base! Se usan como guía los valores del código lje la AWS, por el AISC y la AASHTÜ, y aparecen en la tabla 9-2.

9-3.5 Tamaño máximo de la soldadura

El tamaño máximo de las soldaduras de filete a lo largo de los bordes de las partes conectadas es:

Parte		AISC y AASHTO
pie lb seg, pulg	SI, mm	
$t \leq 1/4$	$t \leq 6$	Use $D =$ espesor t de la parte
$t > 1/4$	$t > 6$	Use $D = t - 1/16$ pulg, o $t - 1$ mm"

aA menos que se construya específicamente la dimensión de la garganta, para usar el valor total de t .

Cuando se usa el proceso de soldado con arco sumergido, es posible producir en el taller de fabricación, un espesor específico de la garganta del filete, redondeando la soldadura de manera que

$D \leq 3/8$ pulg se usa la garganta $= D \times 0.70711$ (pulg)

$D > 3/8$ pulg se usa la garganta $= D \times 0.70711 + 0.11$ (pulg)/

Si se quiere hacer esto, se debe tener cuidado de diferenciar entre la soldadura en

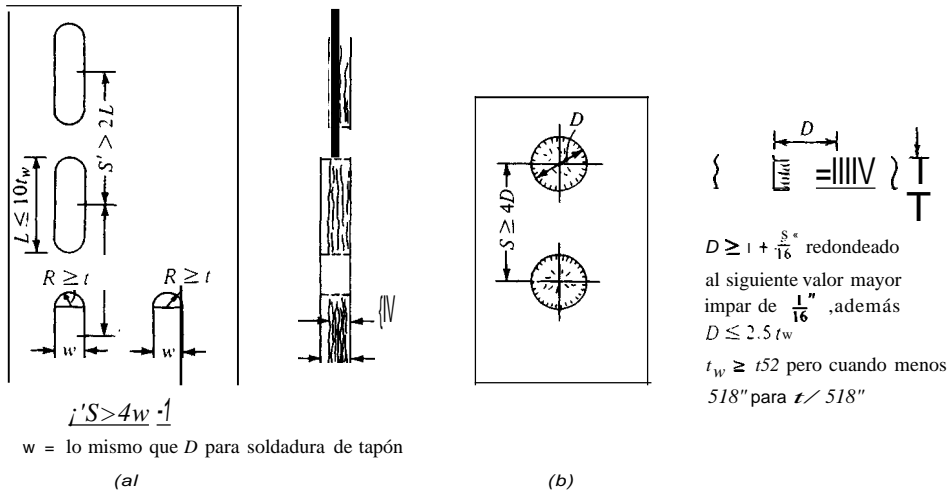


Figura 9-5 Especificaciones del AISC para soldaduras de tapón y de muesca. a) Soldaduras de muesca. b) Soldaduras de tapón.

el taller, donde se pueden controlar las dimensiones de la garganta, y la soldadura en el campo, donde se obtiene la dimensión nominal.

El tamaño máximo de la soldadura se puede también ver limitado por la resistencia a cortante del metal base. Esto es particularmente cierto cuando los filetes de soldadura se extienden hasta el borde de la placa, o al ajustar D al espesor de la placa. En general, se tiene la siguiente ecuación para la evaluación del D máximo efectivo:

$$0.70711D(\beta_1 F_u) \leq t_{\text{parte}}(\beta_2 F_y)$$

donde β_1 0.3, 0.27, etc., del código apropiado para la varilla de soldar

β_2 0.33, 0.4, etc., del código apropiado para el metal base

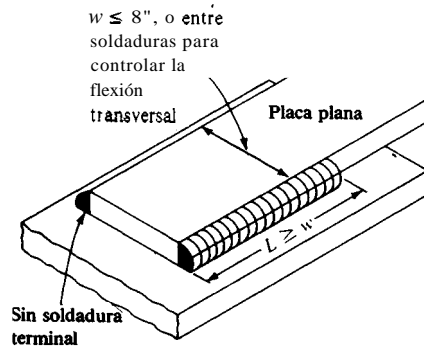
Tabla 9-2 Soldadura mínima

Espesor del metal base"		Dimensión mínima de la soldadura de filete"			
		AISC		AASHTO	
pie lb seg, pulg	SI,mm	pie lb seg, pulg	SI, mm	pie lb seg, pulg	SI,mm
$t \leq 1/4$	$t \leq 6$	1/8	3	3/16	5
$1/4 < t \leq 1/2$	$6 < t \leq 12.5$	3/16	5	3/16	5
$1/2 < t \leq 3/4$	$12.5 < t \leq 22$	1/4	6	1/4	6
$t > 3/4$	$t > 22$	5/16	8	5/16 ^c	8

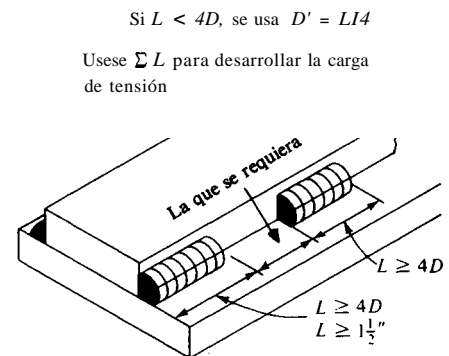
^aEl espesor del metal base es el de la parte más gruesa que se va a unir.

^bNótese que el AREA no tiene requerimientos mínimos de soldadura.

^cVeáanse las especificaciones de la AASHTO para $t > 1$ (pulg o 38 mm).



AISC Sec. 1.17.4
Barra plana a placa de conexión



AISC Sec. 1.17.5
Dimensiones de las soldaduras intermitentes

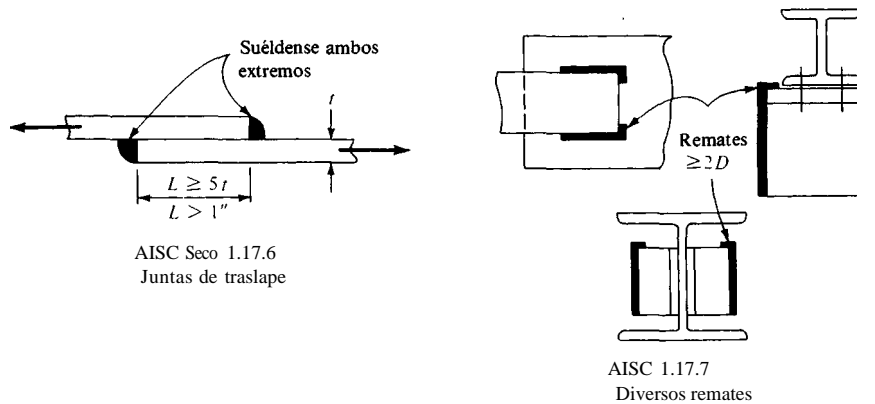


Figura 9-6 Especificaciones varias del AISC para conexiones soldadas. Como estas especificaciones se encuentran en el *Structural Welding Code* de la AWS, se deben seguir en general por el AASHTO y el AREA.

En la figura 9-6 se muestran algunas otras especificaciones del AISC, concernientes al diseño de conexiones soldadas en la construcción de edificios.

9-4 DESGARRAMIENTO LAMINAR

El desgarramiento laminar (figura 9-7) es un fenómeno que puede ocurrir en ciertas juntas soldadas. No ocurre con frecuencia debido a que requiere de varios factores:

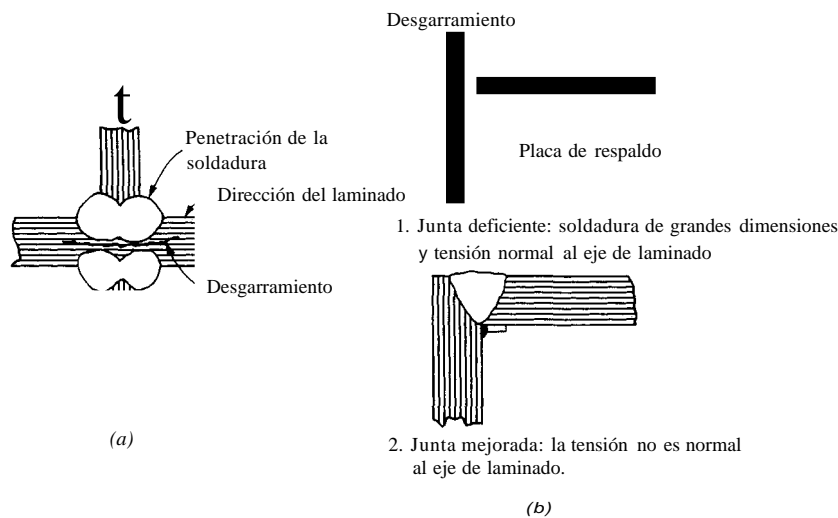


Figura 9-7 Desgarramiento laminar en el metal de una junta soldada. Se muestra también una solución para reducir la posibilidad de que ocurra un desgarramiento laminar. a) Desgarramiento laminar en el metal base. b) Geometría de la junta para reducir el desgarramiento laminar.

1. Tienen que haber grandes deformaciones relativas en el metal base (el desgarramiento laminar no ocurre en el metal de soldadura). Estas deformaciones tienen lugar en los lugares en que se presentan grandes esfuerzos localizados.
2. La carga es generalmente perpendicular a la dirección de laminado del molino que produjo el miembro por soldar. Las vigas soldadas a los patines de las columnas producen este tipo de carga sobre los patines de las columnas (pero no sobre el patín de la viga).
3. Tiene que haber restricción a la deformación en el metal base.

Si se impone una soldadura grande (o soldaduras por ambos lados) sobre una pieza gruesa de metal base, puede ocurrir un desgarramiento laminar. El desgarramiento puede deberse a que las deformaciones por contracción producidas por la operación de soldado, serán grandes y estarán restringidas. La restricción puede desarrollarse de una soldadura en el lado más lejano, o del espesor del miembro o de una combinación de ambas condiciones. Un considerable desajuste entre el electrodo y el metal base en una soldadura a tope de penetración completa, tiende a aumentar la posibilidad de desgarramiento (es decir, por usar electrodo E80 en vez de un E70 con metal base A-36). Un patín delgado y tieso de una columna es susceptible también al desgarramiento laminar, ya que los atiesadores del patín que se soldan al patín de la columna producen restricción.

Como métodos prácticos que se usan para evitar el desgarramiento laminar se tiene: uso de soldaduras de filete, diseño de juntas que permita aliviar la deformación o usar cargas distintas de las normales a la dirección de laminado, y el orden de las soldaduras para hacer mínimas las deformaciones por contracción. El folleto del AISC "Commentary on Highly Restrained Welded Connections" (*AISC Engineering Journal*, vol 3, 1973) describe con algún detalle el desgarramiento laminar, y proporciona unas cuantas alternativas para las juntas, que se pueden usar para reducir el desgarramiento laminar.

9-5 ORIENTACION DE LAS SOLDADURAS

Las pruebas de laboratorio efectuadas con juntas de pequeño a mediano tamaño muestran que las juntas tope no limitan la capacidad de la junta, cuando el electrodo se ha "adaptado" al metal base. La orientación de los esfuerzos aplicados no tiene efecto significativo sobre la resistencia de la junta a tope.

La orientación de los esfuerzos en las soldaduras de filete constituye un factor significativo en la resistencia última de la junta. Las pruebas (véase Butler y Kulak, "Strength of Fillet Welds as a Function of Direction of Load", *Welding Journal*, mayo, 1971) sobre algunas juntas que usan soldaduras de filete demuestran que las cargas en la soldadura de filete, perpendiculares al eje de la soldadura son aproximadamente 44 por ciento más fuertes que las soldaduras de filete cargadas paralelamente al eje de la soldadura. Este aumento en la resistencia se puede atribuir al rezago del cortante en las soldaduras longitudinalmente cargadas, con mayores deformaciones resultantes en la soldadura (se prefiere en las soldaduras de filete el término "deformación" al término "fluencia") en la con-

xión que está más cercana a la carga. Este aumento en la resistencia de la soldadura no se considera directamente en las especificaciones de diseño porque la dirección de la carga no es suficientemente confiable. Se considera indirectamente por el AISC (Sección 1-17.7) al limitar el largo longitudinal de la soldadura para barras planas. También se considera indirectamente en las juntas a solapa al requerir soldaduras de filete a lo largo de ambos extremos de la barra (AISC Sección 1-17.9).

9-6 CONEXIONES SOLDADAS

Las conexiones soldadas son a menudo más fáciles de construir que las conexiones atornilladas. Sin embargo, en las conexiones rígidas, la junta requerirá generalmente tornillos de montaje ya sea en las placas de montaje temporales (o permanentes), o angulares para sostener las piezas durante la alineación y ajuste para la soldadura.

En general, el diseño de una conexión soldada implica el proporcionamiento de las partes, basándose en la sección bruta y en las soldaduras. Las soldaduras a tope se diseñan por lo general para la resistencia a compresión (o a tensión) del metal base. Los filetes y otras soldaduras a cortante se diseñan sobre la base de las mínimas dimensiones en el plano de cortante y la resistencia permisible a cortante de la soldadura.

Se debe notar que una soldadura a tope usada para resistir un momento desarrolla esfuerzos.

$$f_b = \frac{Me}{I}$$

donde I se compara con el esfuerzo permisible a flexión del metal base.

Si se usa una soldadura de filete en el mismo tipo de conexión (véase figura 9-8), el valor de I se compara con el esfuerzo permisible a cortante de la soldadura.

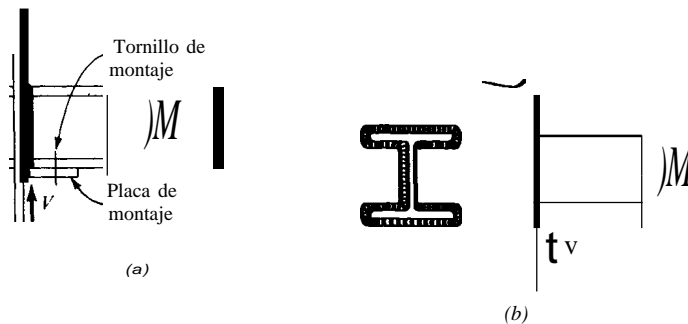


Figura 9-8 Conexiones de momento, soldadas. (a) Conexiones de momento, a tope. (b) Conexión de filete.

Ejemplo 9-1 Diseñense las soldaduras para la junta traslapada que se muestra en la figura E9-1a, usando una barra plana y electrodos E60, $F_y = 250$ MPa, y las especificaciones del AISC.

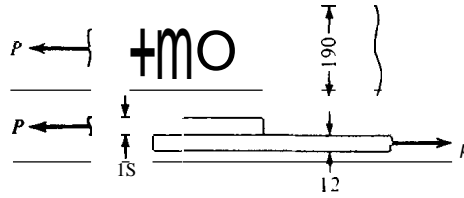


Figura E9-1b

SOLUCION

Eficiencia de la junta = 100 por ciento

$$P = 0.015(150)(0.6F_y) = 337.5 \text{ kN}$$

Use $D = 15 - 2.0 = 13 \text{ mm}$.

$$F_u = 0.3 \times F_u = 0.3(415) = 124.5 \text{ MPa}$$

$$L_{\text{soldadura}} = \frac{337.5}{(0.013 \times 0.70711)(124.5)} = 295 \text{ mm} < 300 \text{ mm } (2w) \quad \text{Correcta}$$

Se usará una soldadura de 150 mm en cada lado de la junta, como se muestra en la figura E9-1b (apenas satisface el AISC, sección 1-17.4). Se usarán remates de 26 mm en los extremos, según el AISC, sección 1-17.7.

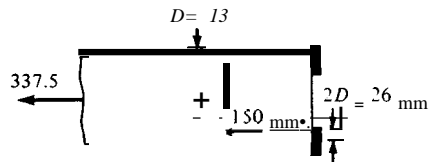


Fig. E9-1b

Pregunta: ¿Por qué no se usan 150 mm de soldadura terminal y 75 mm a lo largo de cada lado?

Ejemplo 9-2 Diseñense las soldaduras para conectar un L4 x 3 112 x 114 a una placa de conexión de 3/8 pulg como se muestra en la figura E9-2a. Usense las especificaciones del AISC, electrodos E70, y acero A-36. Diseñese para carga estática y carga dinámica.

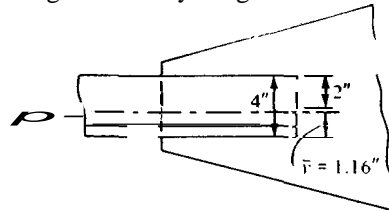


Figura E9-2a

SOLUCION Para carga estática

$$A_{angular} = 1.81 \text{ pulg}^2$$

$$P = 1.81(22) = 39.8 \text{ kips}$$

Usese $D = 3/16$ pulg

$$F_u = 0.3 \times 70 = 21 \text{ kips/pulg}^2$$

Compárese la capacidad de la soldadura y el angular.

$$0.70711D(0.3F_u) \leq t_a(0.4F_y)$$

$$D \leq \frac{0.25(0.4 \times 36)}{0.70711 \times 21} = \frac{3.6}{14.84}$$

$$\leq 0.242 \left(\approx \frac{3}{16} \right)$$

Usese $D = 3/16$ pulg

$$L_w = \frac{0.70711 \times 39.8}{0.1875(21)} = 14.3 \text{ pulg} \quad \text{úsese } L_w = 14.5 \text{ pulg}$$

Se usará la soldadura de la figura E9-2b.



Figura E9-2b

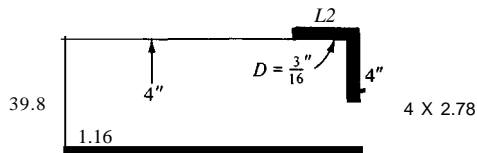


Figura E9-2c

Para la carga dinámica es necesario balancear la soldadura con respecto al eje neutro del angular (AISC, sección 1-15.3). $F_w = 14.5$ pulg, como antes. Refiriéndose a la figura E9-2c, y colocando la soldadura a través del respaldo del angular, para reducir la longitud de la junta, se tiene

$$L_1 + L_2 + 4 = 14.5$$

$$L_1 + L_2 = 10.5$$

$$L_1 = 10.5 - L_2$$

Tómese la suma de momentos alrededor del eje neutro del angular, de manera que se elimine P ; además,

$$P_w = 0.70711 \times 0.1875 \times 21 = 2.78 \text{ kips/pulg}$$

$$L_2(2.78)(4 - 1.16) + 4(2.78)\left(\frac{4}{2} - 1.16\right) - L_1(2.78)(1.16) = 0$$

Cancelando P_w se obtiene

$$2.84L_2 - 1.16L_1 = 3.36 \quad (o)$$

Sustituyendo $L_1 = 10.5 - L_2$, se obtiene

$$2.84L_2 - 1.16(10.5 - L_2) = 3.36$$

$$L_2 = 3.89 \text{ pulg}$$

Sustituyendo $L_2 = 10.5 - L_1$, en la ecuación (o), se tiene

$$L_1 = \frac{26.46}{4} = 6.62 \text{ pulg}$$

Comprobación: $6.62 + 3.89 + 4 = 4.5 \text{ pulg}$

///

9-6.1 Conexiones rígidas de viga a columna

Las conexiones rígidas del AISC, Tipo 1 para vigas y columnas se pueden fácilmente fabricar con el uso de la soldadura. En la figura 9-9 se ilustran diversas conexiones de viga a columna, usando soldaduras.

En la mayoría de las conexiones rígidas es práctica común usar soldadura en el alma, ya sea como un 'filete o en combinación con una placa o un angular para soportar el cortante. Este diseño procede como si las soldaduras del patín no so-

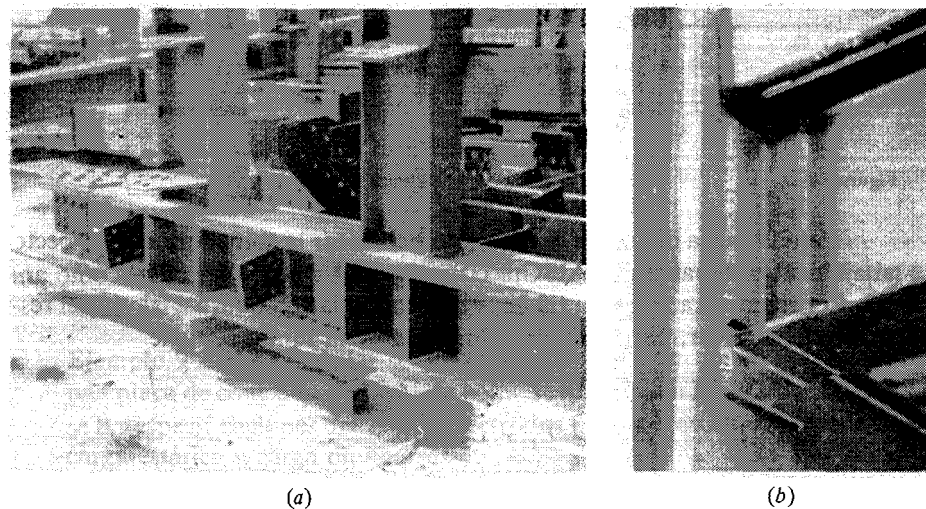


Figura 9-9 Conexiones rígidas de viga a columna. a) Vigas soldadas a tope con la columna. Nótese el uso de los atiesadores del alma de la columna opuestos a los patines de las vigas. La columna está en el patio de suministros, lista para su montaje. b) Conexión rígida usando un angular de asiento soldado por el tope (no se ve). Las soldaduras superiores para el elemento superior resistente a momento, se pueden ver junto con las soldaduras que mantienen el angular de conexión a la columna para tomar el cortante.

portaran cortante y evitar usar los cálculos de esfuerzos combinados. Si el alma de la viga soporta el cortante principal y los patines el momento, esta suposición es razonable y funciona bien en la práctica.

En la figura 9-10 se ilustra un dibujo con el detalle de una conexión típica de soldadura. Nótese que el uso de la placa superior para desarrollar el momento de la viga, permite una más holgada tolerancia en el ajuste del espaciamiento de viga a columna. La placa superior no debe soldarse en una zona de aproximadamente $L_o = 1.2 \times$ el ancho de la placa, de manera que los efectos del rezago del cortante no sea causa de altos esfuerzos locales y falla de la placa (o de la soldadura).

Puede que se requieran atiesadores, opuestos a los patines de tensión y/o compresión de la viga que transmiten la carga a la columna. El resto de esta sección se ocupará de la determinación de la necesidad de tener que colocar atiesadores en el alma y patín de la columna.

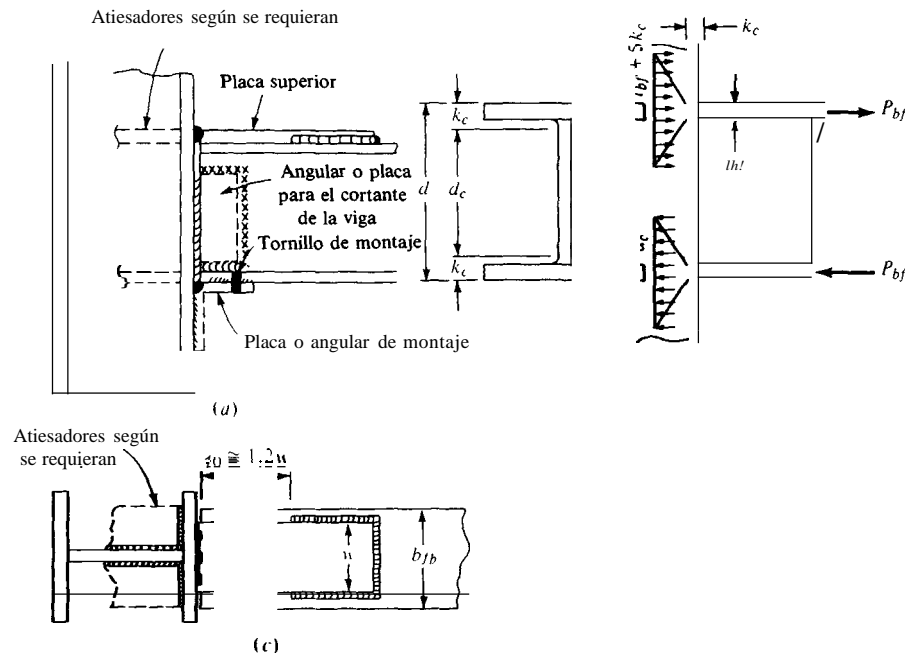


Figura 9-10 Conexiones rígidas soldadas de viga a columna, que son de uso común. (a) Conexión rígida. (b) Zona de esfuerzo en el alma de la columna; identificación de los términos usados en la ecuación (9-1). (c) placa superior y soldaduras.

Refiriéndose a la figura 9-10b, se puede tratar el alma de la columna, opuesta al patín de compresión de la viga como una placa cargada en el borde. Usando la ecuación (3-5) con $K_C = 1.15$ (tabla 3-2, caso 2, para una placa fija de borde libre.), $E = 29000$ kips/pulg², $\mu = 0.3$, $d_i = 0.95d$, $YF_{cr} = F_{yc} = F_y$ de la columna para tener en cuenta la posibilidad de que la columna use un acero F_y de más alto valor que el de la viga, se obtiene

$$\frac{de}{t_w} = \frac{183}{\sqrt{F_{yc}}}$$

Las primeras especificaciones del AISC redondeaban el 183 a 180. Los requerimientos corrientes del AISC vuelven a la ecuación (3-5); reordenando para obtener $P_{cr} = F_{cr}(A_e)$, donde el área efectiva del alma de la columna sometida a compresión se toma como $de_{t_w'}$ se obtiene, por sustitución de valores

$$P_{cr} = \frac{33\,400}{(d_c/t_w)^2} d_c t_w \left(\frac{F_y}{36} \right)^{1/2}$$

donde el término adicional $(F_y/36)^{1/2}$ se usa para ajustarse a otros grados de acero. Un ajuste adicional del factor 33 400 para incorporar resultados experimentales (véase Chen y Newlin, "Column Web Strenght in Beam-to-Column Connections", *Journal of Structural Division, ASCE*, ST9, septiembre, 1973) da

$$P_{cr} = \frac{4100 t_w^3 \sqrt{F_y}}{d_c}$$

Ahora bien, si se iguala P_{cr} a la fuerza de compresión en el patín de la viga ($P_{bf} = A_{bf} f_i$) Y se considera de' se obtiene la ecuación corriente del AISC ecuación (1.15-2):

$$d_c \leq \frac{4100 t_w^3 \sqrt{F_y}}{P_{bf}} \quad (\text{pie lb seg}) \quad (9-1)$$

$$d_c \leq \frac{10.73 t_w^3 \sqrt{F_y}}{P_{bf}} \quad (\text{SI}) \quad (9-1m)$$

donde P_{bf} = fuerza sobre el patín de la viga (a compresión)

$F = 5/3$ para cargas vivas y muertas, y $4/3$ para cargas muertas + vivas, + viento, kips o kN

t_w = espesor del alma de la columna, pulg o mm

de = espesor requerido del alma de la columna, como $d - 2k$, pulg o mm

F_y = esfuerzo de fluencia del acero de la columna, kips/pulg- o MPa

Se requerirá un atiesador opuesto al patín a compresión si el de real de la columna, como se definió previamente, es mayor que el que viene dado por el lado derecho de la ecuación (9-1).

Se requerirán atiesadores (para el alma de la columna), opuestos al patín a tensión de la viga (véase figura 9-10b y 9-15a) cuando:

$$P_{bf} \leq F_{yc} t_w (t_{bf} + 5K_c)$$

Si se satisface esta desigualdad, como se muestra, (el lado derecho igualo mayor) no se requieren atiesadores en la columna. Un método más conveniente para determinar los requerimientos de atiesadores, es el de igualar

$$P_{st} + P_{cw} = P_{bf}$$

Con $P_{st} = A_{st} F_{tst}$, se obtiene

$$A_{st} = \frac{P_{bf} - F_{yc} t_w (t_{bf} + 5k_c)}{F_{yst}} \quad (9-2)$$

Esta es la ecuación usual del AISC para atiesadores de columna opuestos al patín a tensión de la viga. Nótese que solamente será válida un área positiva para el atiesador.

El patín de la columna debe ser del suficiente espesor para resistir, sin excesiva deformación, la fuerza a tensión del patín de la viga. Un análisis de la línea de fluencia ha dado la siguiente ecuación:

$$t_c l < 0.4 \left(\frac{P_{bf}}{F_{yc}} \right)^{1/2} \quad (\text{pie lb seg}) \quad (9-3)$$

$$t_c l < 12.7 \left(\frac{P_{bf}}{F_{yc}} \right)^{1/2} \quad (\text{SI}) \quad (9-3m)$$

Si el espesor $t_c l$ del patín de la columna es menor que el que viene dado por el lado derecho de las ecuaciones anteriores, se requieren atiesadores en el patín. Las especificaciones del AISC requieren que cualesquiera atiesadores del alma o el patín de la columna cumpla los siguientes criterios:

1. $A_{st} \geq$ ecuación (9-1) si es que se puede aplicar esta ecuación.
2. Ancho de ambos atiesadores $+ t_{wc} \geq 0.67 b_H$.
3. Espesor del atiesador, t , $\geq t_{bfT2}$ (además, se debe satisfacer la relación bit).
4. Para vigas en un lado de la columna, los atiesadores sólo se pueden extender una mitad del peralte de la columna.
5. La soldadura que une los atiesadores a la columna debe dimensionarse para que soporte los momentos no balanceados en cada lado de la columna.
6. Para cumplir los requerimientos de tensión los atiesadores se han de soldar al patín de la columna lo suficiente para tomar $A_{st} F_{yst}$ (es decir, se usarán soldaduras a tope de penetración total).
7. Los atiesadores a compresión se han de soldar, o ajustar exactamente al patín de la columna que esté opuesta al patín de la viga que suministra la carga de compresión.

Ejemplo 9-3 Diseñe la conexión a momento que se muestra en la figura E9-3a, usando electrodos E70, las especificaciones del AISC, y acero A-36.

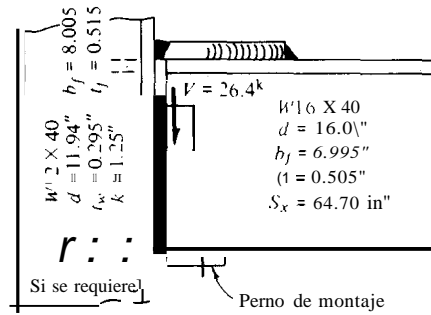


Figura 9-30

SOLUCION Diseñando para la capacidad total a momento:

$$M = F_b S_x = 24 \times 64.7 = 1552.8 \text{ pulg/kips}$$

$$T = e = \frac{M}{d} = \frac{1552.8}{16.01} = 97 \text{ kips}$$

Usese una placa superior que tenga 8 pulg de ancho en la soldadura de la columna y que disminuya a 3 pulg, como se ve en la figura E9-3b.

$$t_p = \frac{97}{22 \times 6} = 0.73 \quad \text{úsese una placa de } 3/4 \text{ pulg}$$

Tómese D para las soldaduras de filete como 1/2 pulg.

$$P_w = 0.70711(0.5)(21) = 7.42 \text{ kips/pulg}$$

$$L_w = \frac{97}{7.42} = 13 \text{ pulg y distribúyase como se muestra}$$

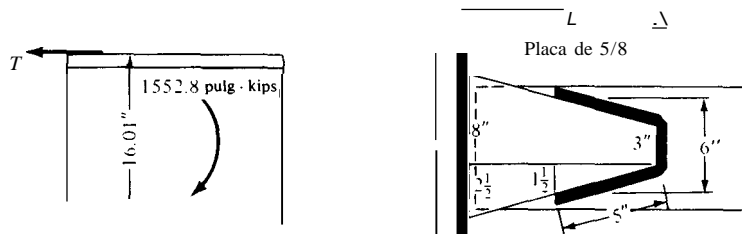


Figura9-3b

Calcúlese la longitud de la placa. Nótese que la placa tendrá que ser lo suficientemente larga que permita colocar 5 pulg de soldadura para $D = 0.5$

pulg. Además, tendrá que haber, cierta longitud entre el extremo, a fin de producir una adecuada deformación. Por proporción:

$$\frac{L}{2.5} = \frac{.5}{1.5} \quad L = 8.33 \text{ pulg}$$

$$1.2w_{prom} + 5 = 1.2(5.5) + 5 = 11.6 \quad \text{útese } L = 12 \text{ pulg}$$

Para una compresión de 97, se usará una soldadura a tope de penetración total, usando la placa de montaje como placa de respaldo.

Para el cortante (figura E9-3c), útese una placa con una profundidad de 12 pulg, en un lado.

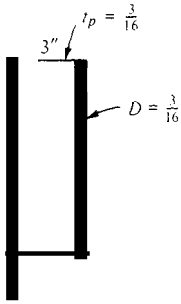


Figura 9.3c

$$t_p = \frac{12}{26.4} \times 0.4 F_y = 0.15 \quad \text{útese una placa de } 3/16 \text{ pulg}$$

$$\text{Soldadura } D = \frac{26.4}{0.707 \times 11} \times \frac{21}{12} = 0.148 \text{ pulg} \quad \text{útese } 3/16 \text{ pulg}$$

Compruébese si la columna necesita refuerzo (AISC, sección 1-15.5):

$$A_{st} \geq \frac{P_{bf} - \frac{F_y c t w (t + 5 k_c)}{F_{yst}}}{F_{yst}} = \frac{97(5/3) - \frac{36(0.295)[0.505 + 5(1.25)]}{36}}{36} = \frac{161.7 - 71.74}{36} = 2.49 \text{ pulg}^2$$

Portanto, se requieren, un par de placas atiesadoras opuestas al patín a tensión. Usense placas de 3 pulg de ancho ($2 \times 3 > 0.67 \times 8$).

$$3 \times t \times 2 = 2.49 \text{ pulg}^2$$

$$t = \frac{2.49}{2(3)} = 0.415 \text{ Pulg} \quad \text{útese una placa de } 7/16 \quad (t = 7/16 > \frac{0.505}{2} \text{ correcto})$$

Revísese el patín a compresión:

$$dc(w) > \frac{4100 t_w^3 \sqrt{F_y}}{P_{bf}} = \frac{4100(0.295)^3 \sqrt{36}}{161.7} = 3.91$$

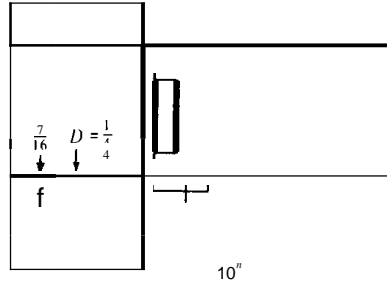


Figura 9-3d

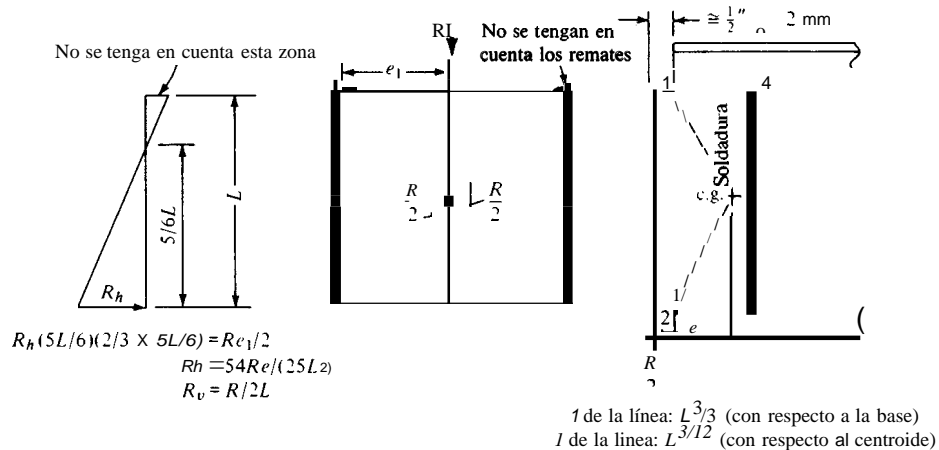
Como d_e es mayor que 3.91, se requieren también atiesadores de patín a compresión. Se usarán los mismos atiesadores que para un patín a tensión. Se soldan los atiesadores a la columna que ha de soportar 97 kips, y a través de los extremos, hasta el patín adyacente a las cargas. El atiesador podrá tener solamente la mitad del peralte de la columna, ya que el momento actúa sólo en un lado de la columna. Debido al t_w de la columna, se usará un atiesador de profundidad total, soldado a la columna por tres lados, lo que da $L = 10.91 + 2(3) = 16.91$ pulg.

$$D_{s.o.} = \frac{97}{(16.91 \times 2)(0.70711 \times 21)} = 0.193 \text{ pulg.}$$

Usese una soldadura de 1/4 pulg tanto en la parte superior como la inferior de cada placa atiesadora. ///

9-7 CONEXIONES SOLDADAS SOMETIDAS A CARGAS EXCENRICAS

Muchas conexiones producen soldaduras que están excéntricamente cargadas, como se muestra en las figuras 9-11 y 9-12. El diseño de estos dos tipos de conexión



tienen alguna similaridad en la manera de diseñarlos. El análisis de esfuerzos en la soldadura implica usar el concepto de que el máximo esfuerzo en la soldadura es

$$R_w = (R_{\text{momento}}^2 + R_{\text{cortante}}^2)^{1/2}$$

donde R = fuerza o esfuerzo/unidad de longitud (o área). El valor de R ; está limitado a

$$S; \quad -S \text{ Rpermisible}$$

El concepto del uso del momento de inercia (o el momento polar de inercia) de una línea se usa en el análisis de los esfuerzos en la soldadura.,

9-7.1 Angulares soldados para conexión de vigas

El diseño de los angulares para la conexión de vigas consiste en seleccionar un angular (o un par) para satisfacer el cortante. La fuerza máxima de soldadura para el angular que conecta con el alma de la viga se obtiene calculando el momento polar de inercia de la soldadura. Es posible, usando el momento polar de inercia, calcular las componentes horizontales y verticales de la resistencia al cortante de la soldadura, para equilibrar el momento producido por $R/2$ y la excentricidad mostrada. Se calcula, de la fuerza R , un cortante vertical adicional, y la resistencia resultante de la soldadura es igual a la suma vectorial de estas fuerzas. La aplicación de estos diversos conceptos se ilustra en la figura 9-11, Y se usa en el ejemplo siguiente.

En general, se usan angulares 4 x 3 ó 3 x 3 para la conexión por alma. Si se usa una construcción toda soldada, con angulares de 4 x 3, el lado de 4 pulg se debe usar sobre el alma de la viga para reducir la excentricidad de la soldadura a lo largo del lado exterior del angular sobre el patín de la columna. Si el angular se suelda al alma de la viga, y se atornilla en el campo al patín de la columna (o el alma de otra trabe), el lado de 3 pulg se debe soldar a la viga y usar tornillos en el lado de 4 pulg, de manera que haya un margen adecuado para montaje y distancia al borde.

Ejemplo 9-4 Diseñe las conexiones de angulares para una W18 x 55, como se muestra en la figura E9-4a para una conexión simple por patín entre una viga y una columna, la que soporta una reacción terminal de 55 kips, Usense dos L3 x 3 x t pulg x 12 pulg de largo. Usense las especificaciones del AISC electrodos E70, y acero A-36.

SOLUCION Para la soldadura en el alma de la viga, sitúese el eje neutro como

$$(12 + 2 \times 2.5)\bar{x} = 2(2.5) \frac{2}{10} \quad \bar{x} = 0.367 \text{ pulg}$$

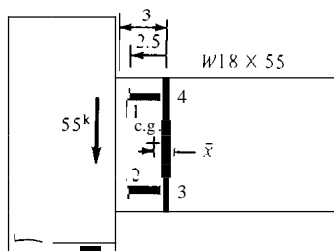


Figura E9-4a

Considérese solamente un lado, de manera que

$$R = \frac{P}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ kips}$$

El momento polar de inercia es (I de la línea con respecto a la base = $V/3$):

$$I_p = I_x + I_y = \frac{12^3}{12} + 2(2.5)(6)^2 + 12(0.367)^2 + \frac{2(0.367)^3}{2} + \frac{2.133^3}{2}$$

$$= 144 + 180 + 1.62 + 6.49 = 332 \text{ pulg}^4$$

La resistencia a cortante de la soldadura

$$R_s = \frac{R}{L} = \frac{27.5}{17} = 1.617 \text{ kips/pulg}$$

El punto 1 de la soldadura es crítico, por inspección (o trazando rayos desde el c.g.)

$$M = Re = 27.5(3.0 - 0.367) = 72.4 \text{ pulg} \cdot \text{kips}$$

$$R_h = \frac{My}{I} = \frac{72.4(6)}{332.1} = 1.308 \text{ kips/pulg}$$

$$R_v = 0.218x = 0.218(2.5 - 0.367) = 0.465 \text{ kips/pulg}$$

$$R_s = \sqrt{0.465^2 + 1.617^2} = 1.665 \text{ kips/pulg}$$

$$D = \frac{2.46}{0.70711 \times 0.3} \leq 70 = 1.165 \text{ pulg} \quad \text{útese } 3/16 \text{ pulg de soldadura}$$

Compruébese la capacidad a cortante del alma:

$$2(3/16 \times 0.70711)(21) \leq 0.39(0.4 \times 36)$$

Para la soldadura en el patín de la columna (supóngase $1/4 \leq t < 3/4$: ¿por qué?)

$$R_h = \frac{54Pe_l}{25L_2} \quad (\text{de la figura 9-11, refiérase también a la figura E9-4b})$$

$$R_h = \frac{54 \times 55 \times 3}{25 \times 12} = 2.48 \text{ kips/pulg}$$

$$R_v = \frac{R}{L} = \frac{27.5}{12} = 2.29 \text{ kips/pulg} \quad (\text{y despreciando los remates terminales de } 2D)$$

$$R_w = \sqrt{2.48^2 + 2.29^2} = 3.38 \text{ kips/pulg}$$

$$D = \frac{0.338}{0.70711} \times 21 = 0.227 \text{ pulg} \quad \text{útese una soldadura de 114 pulg}$$

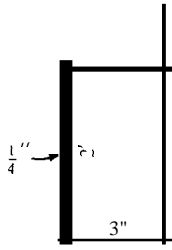


Figura E9-4b

Compruébese el cortante en el angular:

$$0.70711(0.25 \times 21) \leq t_a(0.4F_y)$$

$$l_a = \frac{3.71}{1.4} = 0.257 \text{ in} \cong D \quad \text{Correcta}$$

Útese L3 x 3 x 5/16 x 12 pulg de largo.

///

9-7.2 Angulares de asiento soldados a las vigas

El angular de asiento de la viga que se muestra en la figura 9-12 se ha de diseñar para estabilidad a flexión y debe tener el suficiente espesor y longitud en sus lados para que se pueda colocar un filete adecuado a lo largo de los lados verticales, para soportar el cortante y momento debido a la excentricidad de la reacción. El angular se revisa a flexión en el extremo del filete (distancia k de las tablas) como en la figura 9-120. El esfuerzo permisible a flexión se toma como

$$F_b = 0.75F_y$$

ya que la sección a flexión es rectangular. Calculando el esfuerzo real a flexión como $f_b = M/S = F_b$. Y con el módulo de sección $S = btl^2/6$, el espesor requerido para el angular se calcula como

$$l \geq \left(\frac{6M}{0.75F_y b} \right)^{1/2}$$

Donde b = ancho del angular de asiento. El valor de t se obtiene por ensayos. Se puede inicialmente estimar la excentricidad (suponiendo que la distancia k para cualquier angular es $t + 0.375$ pulg o $t + 9$ mm) para obtener

$$e_{inicial} = \frac{N}{2} + 0.5 - (t + 0.375) \quad \text{pulg}$$

$$e_{inicial} = \frac{N}{2} + 12 - (t + 9) \quad \text{mm}$$

El espesor t real requerido para el angular es muy sensible al valor k , por lo que el angular propuesto se debe comprobar con exactitud.

Ejemplo 9.5 Diseñese un angular de asiento para una viga y la soldadura para las condiciones que se muestran en la figura E9-5a. Use $F_y = 250 \text{ MPa}$ y electrodos E70. Datos para una sección W410 x 59.5:

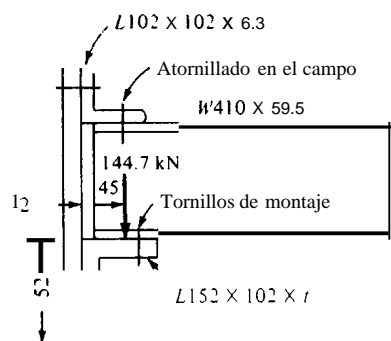


Figura E9-5a

59.5:

$$d = 407 \text{ mm} \quad b_f = 178 \text{ mm}$$

$$t_f = 12.8 \text{ mm} \quad t_w = 7.7 \text{ mm} \quad k = 26.2 \text{ mm}$$

SOLUCION N mínimo es

$$(N + k)t_w F_b = R$$

$$N = \frac{R}{t_w \times F_b} - k$$

$$N = \frac{144.7}{0.0077 \times 0.75 \times 250} - 26.2 = 74 \text{ mm}$$

Pruébese un L152 x 102 x 12.7 mm: $k = 25.4 \text{ mm}$. Compruébese el espesor en la punta del filete:

$$e = \frac{102}{2} + 12 - k = 31.6 \text{ mm} \quad (\text{supóngase } R, \text{ en la mitad de la pata y no en } N/2)$$

$$M = Re = 144.7(0.0316) = 4.57 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$F_b = 0.75 F_y = 187.5 \text{ MPa}$$

Use el ancho del angular de asiento $= 210 \text{ mm}$ ($b_f = 178 \text{ mm}$).

$$t = \left(\frac{6M}{bF_y} \right)^{1/2} = \left(\frac{6 \times 4.57}{0.210 \times \frac{187}{500}} \right)^{1/2} = 26.3 \text{ mm} \gg 12.7 \quad \text{N.S.}$$

Pruébese un L152 x 102 x 22.2: $k = 34.9 \text{ mm}$.

$$e = 45 + 12 - 34.9 = 22.1 \text{ mm}$$

$$t = \left(\frac{6 \times 0.1447 \times 0.0221}{0.210 \times 187.5} \right)^{1/2} = 22.1 \approx 22.2 \text{ mm} \quad \text{correcta}$$

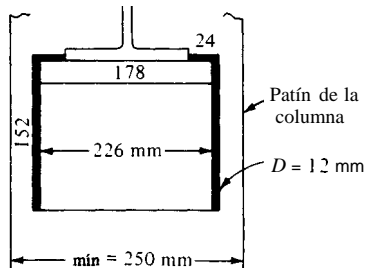


Figura E9-5b

El lector debe considerar la necesidad de los factores de conversión dentro del radical de una raíz cuadrada para que las dimensiones sean correctas. No se puede desplazar nomás el decimal, ya que está implicada la raíz cuadrada de 1 000. Nótese también que el método para calcular la excentricidad de la reacción es algo conservador comparado con el uso de la distancia N y su medición desde el extremo de la viga. No existe un total acuerdo entre los diseñadores sobre cómo se debe aplicar la distancia de N de la reacción en este problema.

Usese un angular de asiento L152 x 102 x 22.2 mm. Diseñense las soldaduras (e ignórense, como es lo usual los remates terminales de $2D$). El esfuerzo cortante debido a una carga directamente aplicada es

$$f_v = \frac{P}{2L} = 2 \times \frac{144.7}{152 \times D_e} = 0.476 D_e \text{ MPa}$$

El esfuerzo cortante debido al momento es

$$l_{vm} = \frac{M}{S} \quad S = \frac{2DeL^2}{6} \quad M = Re$$

$$l_{vm} = \frac{6(0.1447)(45 + 12)}{2D_e \times 0.152^2 \times 1000} = \frac{1.071}{D_e} \text{ MPa}$$

$$f_w = \left[\left(\frac{1.071}{D_e} \right)^2 + \left(\frac{0.476}{D_e} \right)^2 \right]^{1/2}$$

Esfuerzo permisible en la soldadura $0.3 \times 485 = 145.5 \text{ MPa}$

$$145.5 = \frac{1.172}{D_e}$$

$$D_e = 0.00805 \text{ m}$$

$$D = \frac{D_e}{0.70711} = \frac{8.05}{0.70711} = 11.38 \text{ mm}$$

Use D de soldadura = 12 mm. Revise el ancho de asiento hasta $W = 178 + 4 \times 12 = 226 \text{ mm}$. El ancho del patín de la columna debe tener cuando menos 250 mm (figura E9-5b). ///

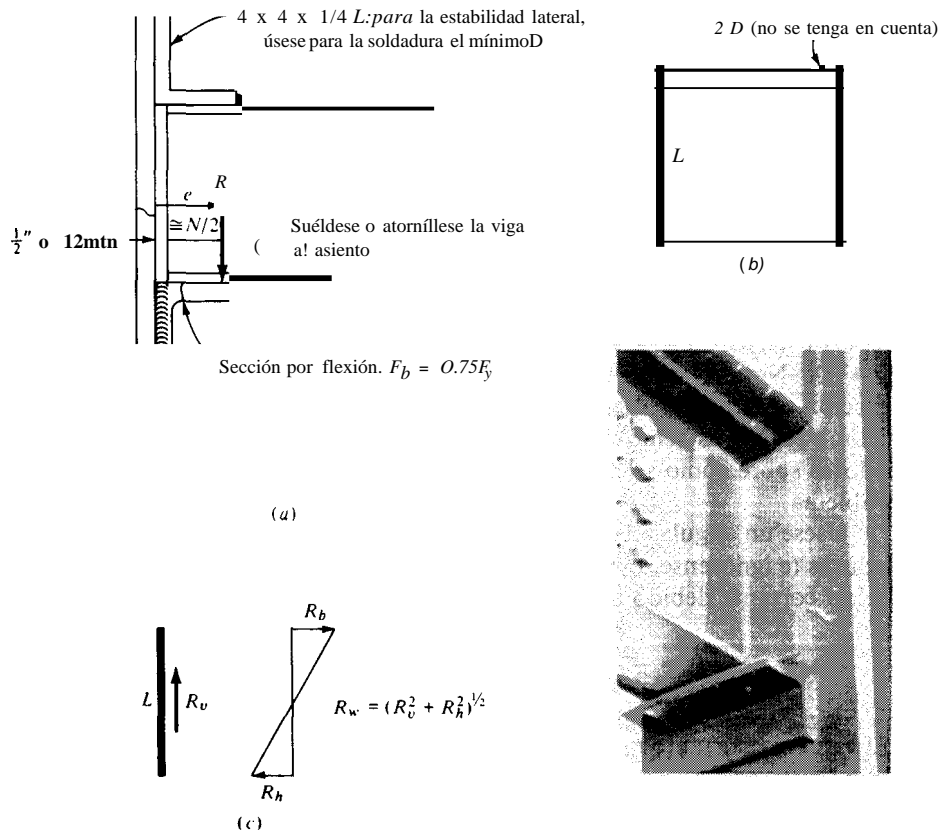


Figura 9-12 Angular de asiento excéntricamente cargado. Se puede usar un angular superior auxiliar para la estabilidad lateral de la viga. (o) Situación crítica a flexión para un angular de asiento. (b) Posición de la soldadura de un angular de asiento. (e) Esfuerzos en la soldadura cubiertos por la carga excéntrica del angular de asiento. (d) Uso de los angulares de conexión para cortante, y los ángulos de asiento para el montaje. La viga es tan pesada que no se necesitan tornillos de montaje. El angular de asiento se usa también para resistir el cortante.

9-7.2 Angulares de asiento atiesados

Cuando el espesor requerido del asiento o la distancia deN sean demasiado grandes para un angular laminado, es imprescindible usar un asiento atiesado. Esto se puede hacer con una sola placa como en la figura 9-13, pero más a menudo es un par de angulares o una WT, de modo que se puedan usar temporalmente tornillos de montaje para mantener en su lugar la viga sobre el asiento. Como el atiesador del asiento es una placa a compresión, el *bit* del borde sin apoyar debe satisfacer al AISC, sección 1-9.1. Además, los esfuerzos de flexión del atiesador deben ser lo suficientemente bajos para que la placa no se raje. Como la placa atiesadora está soportando a lo largo de dos bordes, los esfuerzos de columna no deben ser críticos, si los esfuerzos máximos a flexión no exceden el valor permisible. Naturalmente que el espesor del atiesador debe ser cuando menos tan grueso como el alma de la viga a la que le sirve de apoyo.

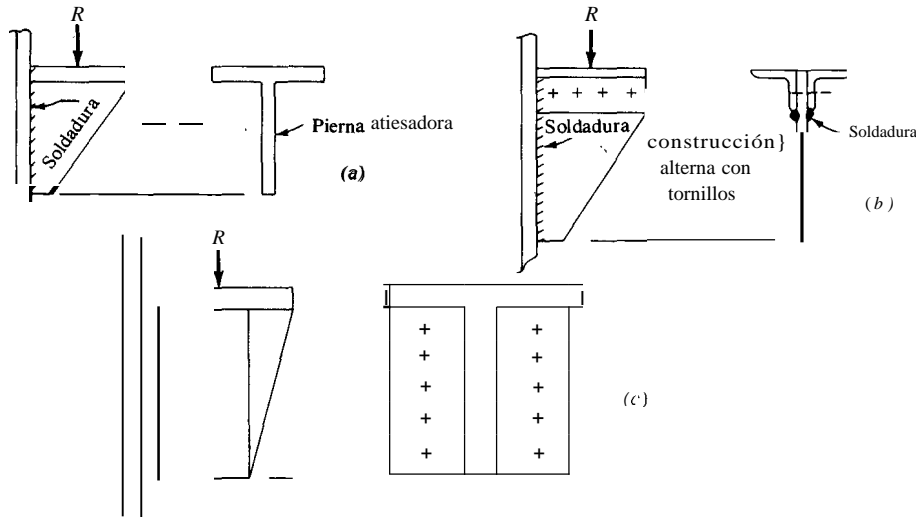


Figura 9-13 Asientos atiesados para vigas (se pueden usar o soldaduras o tornillos [en (b) y (e)]). (a) WT como asiento. (b) Dos angulares y una placa. (e) Dos angulares y una WT para secciones mayores. Nótese la sujeción alterna, usando tornillos (o parte tornillos y parte soldadura).

Ejemplo 9-6 Rediseñe el ejemplo 9-5 si la reacción R de la viga aumenta a 210.5 kN.

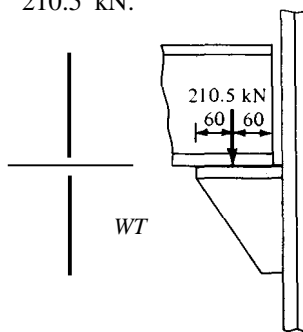


Figura E9-6a

SOLUCION Como para el ejemplo 9-5 se usó la sección casi más gruesa, considérese el uso de un asiento atiesado de viga, hecho con una WT, como se muestra en la figura E9-6a.

$$N = \frac{R}{twF_b} - K$$

$$\frac{210.5}{0.077 \times 187.5} - 26.2 = 119.6 \text{ mm}$$

Usese $N = 120 \text{ mm}$:

$$\frac{N}{2} = \frac{120}{2} = 60 \text{ mm}$$

Usese el alma de la WT que sea tan grande como para la W140 x 59.5 (7.7 mm). Además,

$$\frac{b}{t} \leq \frac{127}{\sqrt{F_y}} \quad \left(\text{o } \frac{325}{\sqrt{F_y}} \text{ pulg SI} \right)$$

$$\frac{b}{t} \leq \frac{335}{\sqrt{250}} = 21.2$$

Después de analizar la tabla V-18 (SSDD), pruébese una WT180 x 118.3.

$$b_f = 395.4 \text{ mm} \quad t_f = 30.2 \text{ mm}$$

$$t_w = 18.9 \text{ mm} \quad d = 190.2 \text{ mm}$$

Hállese la máxima dimensión D de la soldadura para cortante en el alma de la WT con una soldadura a cada lado.

$$2(0.70711D \times 0.3 \times 485) = t_w(Q4 \times 250)$$

$$D = \frac{100t_w}{205.8} = 9.19 \text{ mm} > 8 \text{ como mínimo para } t_f$$

Compruébese el esfuerzo de flexión en la WT (usando solamente el alma):

$$M = 210.5 \left(\frac{N}{2} + 12 \right) = \frac{210.5(60 + 12)}{1000} = 15.16 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_b = \frac{6M}{t_w d^2} = \frac{6(15.16)}{18.9(0.1902^2)} = 132.9 \text{ MPa} < 150 \quad \text{Correcta}$$

Diséñense las soldaduras: pruébese una soldadura como la que se muestra en la figura E9-6b.

$$2(160 + 175 + 100)y = 2(175)\left(\frac{160}{2}\right) + 2(100)(80 + 30.2)$$

$$y = \frac{50040}{870} = 57.5 \text{ mm}$$

$$I_x = \left\{ 2\left(\frac{160^3}{12}\right) + 2(160)(57.5)^2 + 2(175)(80 - 57.5)^2 \right.$$

$$\left. + 2(100)(80 + 30.2 - 57.5)^2 \right\} De$$

$$= 2.4733De \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$S_{arriba} = \frac{2.4733De}{e_s} = \frac{2.4733}{52.7} = 0.0693De \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$S_{abajo} = \frac{2.4733}{137.5} = 0.0180De \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

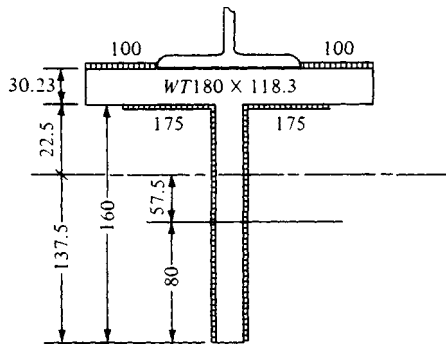


Figura E9-6b

Esfuerzo cortante debido a la carga:

$$l_v = \frac{210.5}{870De} = \frac{0.242}{De}$$

Esfuerzo cortante debido al momento:

$$l_m = \frac{M}{S} = \frac{15.16}{0.180De} = \frac{0.842}{De}$$

$$R_v = (f_v^2 + f_{vm}^2)^{1/2}$$

$$R_v = \left[\left(\frac{0.242}{De}\right)^2 + \left(\frac{0.842}{De}\right)^2 \right]^{1/2} = \frac{0.876}{De}$$

Igualando R_v al esfuerzo cortante permisible y resolviendo para De :

$$\frac{0.876}{De} = 0.3 \times 485 = 145.5$$

$$D_e = \frac{1.006}{145.5} = 0.00602 \text{ m}$$

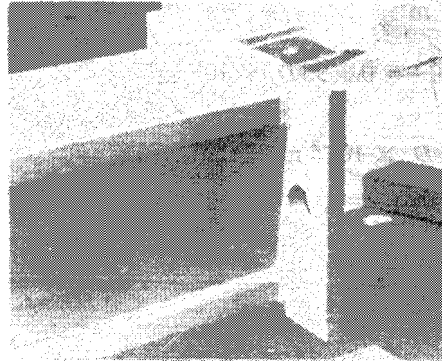
$$D = \frac{De}{0.70711} = \frac{6.02}{0.70711} = 8.51 \text{ mm} < 9.19 \quad \text{Correcta}$$

Usese $D = 9 \text{ mm}$.

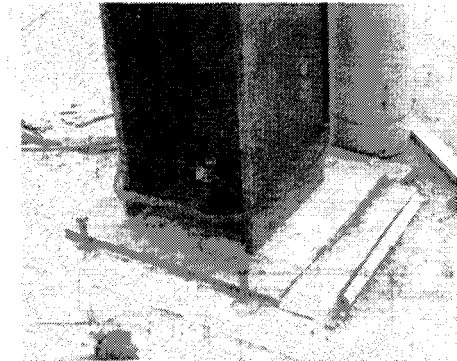
///

9-8 PLACAS SOLDADAS PARA BASES DE COLUMNAS

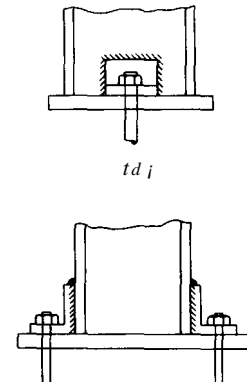
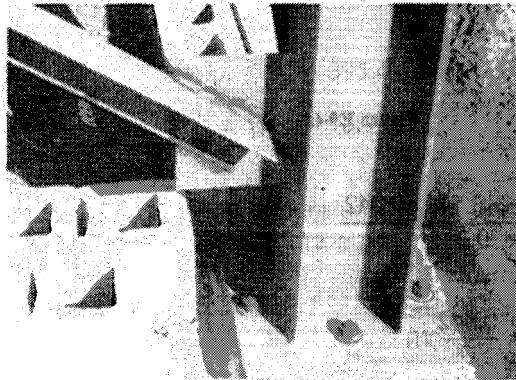
Por lo general, las placas de base para columnas se soldan a la columna en el taller antes de enviarlas al sitio de la obra. En la figura 9-14 se muestran diversas si-



(a)



(b)



(el)

Figura 9-14 Ejemplos de placas de base para columnas. (a) Placa de base de columna, fijada a la misma en el patio de fabricación. (b) Placa de base de columna que se fija a la misma con angular y tornillos. Nótese el buen ajuste entre la columna y la placa de base. La pieza de madera alrededor de la placa de base actúa como valla retención para la lechada que se usa para alinear con exactitud la placa de base sobre la cimentación. (c) Placa de base de columna, en su lugar, enlechada y nivelada. Nótese la placa soldada a la columna para sostener el angular de contraviento. (d) Croquis de la fotografía de (b) mostrando el uso de la soldadura. (e) Forma alterna para (d) cuando haya momento en la columna.

tuaciones que usan placas de base en las columnas. La placa de base se puede soldar a la columna con soldaduras a tope o de filete. Por lo general, la decisión la toma el fabricante, basándose en consideraciones económicas. La placa de base se punzona previamente con agujeros para los pernos de anclaje, para fijar la columna a la cimentación. Cualquier otra configuración que sea diferente de ésta (como en la figura 9-14d y e) requiere fabricación adicional. El diseño general de las dimensiones de las placas de base (ancho x longitud x espesor) es como se indica en la sección 6-6.

Ejemplo 9-7 Diseñense las soldaduras de filete y rediseñense los pernos de anclaje para incluir la fuerza axial de la columna para reducir la tensión en los pernos de anclaje de la placa base diseñada en el ejemplo 6-9 (véase figura E9-7a). $F_y = 250$ MPa, úsense electrodos E70, y $F_u = 485$ MPa.

SOLUCION Usese soldadura de filete para la unión entre la placa de base y la columna, de manera que no sea preciso recortar por debajo el extremo de la columna, para una soldadura de penetración total. Diseñense las soldaduras de filete para esfuerzos de columna.

$$f_b = \frac{M}{S_x(\text{COL})} - \frac{P}{A} \quad \begin{array}{l} \text{(para el lado a tensión, que es crítico, con razonable} \\ \text{aplastamiento sobre la placa de base en el lado a} \\ \text{compresión)} \end{array}$$



Figura E9-7a

Para este esfuerzo sólo se requerirá una mínima soldadura de filete. Pruébese una dimensión mínima de soldadura (AISC, Sección 1-17.2) de 8 mm ya que la placa de base de 50 mm es mayor de 20 mm.

La fuerza de tensión en el patín es

$$25.2(A_f) = 25.2(19.9)(0.256) = 128.4 \text{ kN}$$

La resistencia de la soldadura de filete es (usando solamente un filete en un lado del patín):

$$t_f = 8(0.70711)(0.3 \times 485)(0.256) = 210.7 \text{ kN} > 128.4 \quad \text{Correcta}$$

Rediseñense los pernos de anclaje usando $F_y = 345$ MPa.

Se probarán dos pernos de anclaje roscados de 32 mm de diámetro ($n =$ o filetes de rosca 125 mm). Con los filetes, el área neta a tensión es

$$A_e = 0.7854 \left(D - \frac{0.9743}{n} \right) \quad (\text{unidades pie lb seg})$$

$$= 0.7854 \left(32 - \frac{24.747}{8} \right) \times 10^{-3} = 0.6563 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Tómense momentos con respecto a la línea de pernos en el lado a compresión de la columna.

$$M = 2(0.6 \times 345)(0.6563)(0.570) = 154.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El esfuerzo resultante, obtenido por la superposición del perno de anclaje resistente sobre el sistema dado de esfuerzos, resulta ser

$$q = -\frac{p}{A} + \frac{M_{\text{carga}}}{S} + \frac{M_{\text{tornillo}}}{S}$$

$$q = \frac{1670}{0.780(656)} + \frac{6(265)}{0.656(0.780^2)} + \frac{6(154.9)}{0.656(0.780^2)}$$

Ajustando para unidades consistentes, se obtiene para el lado de tensión de la placa de base, el esfuerzo

$$q = -3.264 + 3.984 - 2.329 = -1.609 \text{ MPa (compresión)} \quad \text{Correcta}$$

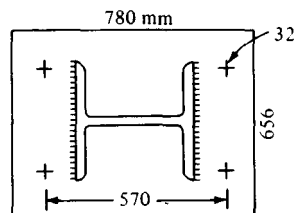


Figura E9-7b

Nota: Los pernos se aprietan a que ajusten sin holgura. Cuando el momento tiende a separar la placa de la cimentación, los pernos desarrollan resistencia para mantener el sistema en su lugar. La tensión real en el perno será solamente la necesaria para producir un estado de cero esfuerzo en el lado a tensión de la placa de base, más cualquier residuo a compresión resultante de apretar las tuercas durante la instalación.

Resumen: Usese una placa de base de 780 x 656 x 50 mm. Se usarán cuatro pernos de anclaje de 32 mm de diámetro, con acero $F_y = 345$ MPa. La soldadura de filete de 8 mm, se colocará a lo largo de los patines de la columna, como aparece en la figura E9-7b, ///

9-9 CONEXIONES SOLDADAS PARA PLACAS DE EXTREMO

Una conexión usual de viga a columna por momento, utiliza una placa soldada a la viga y atornillada a la columna en el campo. Cuando se use una soldadura a tope con un electrodo compatible con el metal base, los esfuerzos de flexión están limitados por el esfuerzo permisible a flexión en la viga. Cuando se usen soldaduras de filete, se deben tener en cuenta los esfuerzos cortantes en la garganta de la soldadura, los que generalmente regirán el diseño. Se ilustra con un ejemplo el proceso de diseño, basado en investigaciones recientes y propuesto por Krishnamurty ("A Fresh Look at Bolted End-Plate Behavior and Design", *AISC Engineering Journal*, Vol. 15, No. 2, 1978).

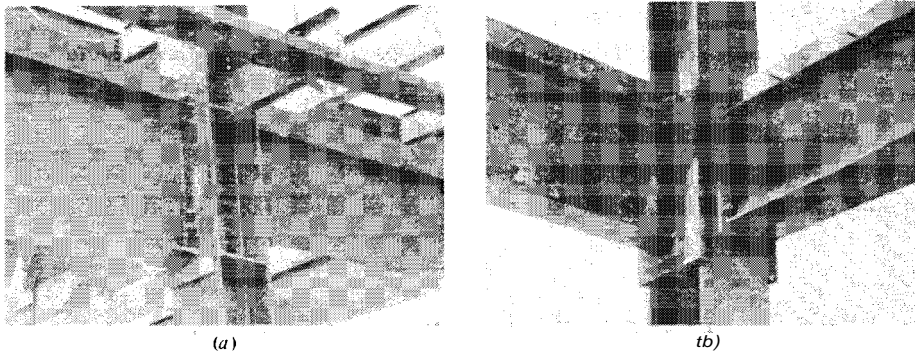


Figura 9-15 Placa soldada entre viga y columna. (a) Placa terminal de la viga, conectada al patín de la columna. Nótese el uso de atiesadores en el alma de la columna. (b) Uso de una placa soldada a los bordes del patín para proporcionar anclaje a la placa terminal de la viga.

Ejemplo 9-8 Diseñese la conexión interior de viga a columna' para el miembro 15 del ejemplo 2-4. La salida de la computadora muestra que LC-1 (gravedad + viva) controla, y los valores son los que se muestran en la figura E9-8a. La sección tentativa de la viga usada en el ejemplo 2-5 era una W410 x 59.5. Use $F_y = 250$ MPa, electrodos E70 para la soldadura de la placa, y tornillos A-325 para el montaje en el campo.

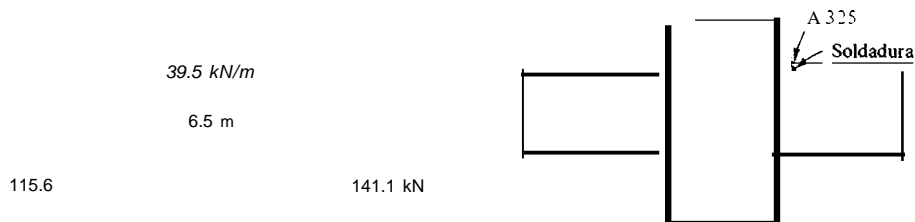


Figura E9-8a



La distancia al borde, $d_e \geq 1.75 \times 20 = 35$ mm. Se usarán 55 mm, como en la figura E9-8b, y un gramil normal de 90 mm (aproximadamente) en la columna.

Paso No. 3. Diseñense las soldaduras de filete para soportar la fuerza j' , en el patín.

$$0.178(2D \times 0.70711)(0.3 \times 485) = 357 \text{ kN}$$

$$D = 9.74 \quad \text{úsese } 10 \text{ mm}$$

Colóquese la soldadura de filete en las partes superior e inferior de ambos patines. Úsese un filete de 10 mm en el alma, para resistir un cortante de 141.1 kN. La capacidad efectiva de la soldadura es

$$P_{\text{sold}} = (407 - 2l_j)(0.70711 \times 10 \times 145.5) = 392 \text{ kN} > 141.1$$

$$P_{\text{alma}} = (407 - 2l_j)(0.0077)(0.4 \times 250) = 294 \text{ kN} > 141.1 \text{ Correcta -controla}$$

Paso No. 4. La distancia efectiva entre los tornillos, basada en la distancia real Pl' a partir del patín de la viga y del diámetro del tornillo, $d_b = 20$ mm y el D de la soldadura efectiva:

$$Pe = P_j - \frac{1}{4}d_b - 0.70711D$$

$$= 40 - 0.25(20) - 0.70711(10) = 27.9 \text{ mm}$$

Paso No. 5. El momento efectivo de la placa, tomado como una sección WT es

$$M = \frac{F_j \times Pe}{4} = \frac{357(0.4 \times 279)}{4} = 2.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Paso No. 6. El coeficiente de material, basado en los esfuerzos de fluencia de la placa, tornillo (F_{ub}), Yesfuerzo permisible en el tornillo, F_{tb} , se calcula como

$$Ca = 1.29 \left(\frac{F_y}{F_{ub}} \right)^{0.4} \left(\frac{F_{tb}}{0.75F_y} \right)^{0.5}$$

$F_{ub} = 825 \text{ Mpa}$ (parte inferior de la tabla 8-1 para un diámetro del tornillo < 25 mm)

$$Ca = 1.29 \left(\frac{250}{825} \right)^{0.4} \left(\frac{315}{0.75 \times 250} \right)^{0.5} = 1.04$$

Paso No. 7. Calcúlese un factor de corrección del ancho para la placa, basándose en el ancho del patín de la viga, b_j , y el ancho de la placa, b_p :

$$C_b = \left(\frac{b_j}{b_p} \right)^{0.5} = \left(\frac{178}{200} \right)^{0.5} = 0.943$$

Paso No. 8. Hállese la relación A_r/A_w de la viga:

$$A_j = b_j \times l_j = 0.178(12.8) = 2.2784 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_w = (d - 2l_j)t_w = [407 - 2(12.8)](0.0077) = 2.9368 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Paso No. 9. Hállese la relación $Pe/d_b = 27.9120 = 1.395$

Paso No. 10. El factor de modificación de momento, α_m es

$$\begin{aligned} \alpha_m &= e \cdot e_s \left(\frac{A_f}{A_w} \right)^{0.32} \left(\frac{Pe}{d_b} \right)^{0.25} \\ &= 1.04(0.943) \left(\frac{2.278}{2.937} \right) t^{0.32} (1.395)^{0.25} \\ &= 0.982 \end{aligned}$$

Paso No. 11. El momento de diseño $M_d = Mx\alpha_m = 2.49 \times 0.982 = 2.45$ kN. El espesor de la placa terminal, t_p , es (como para otras placas rectangulares a flexión):

$$\begin{aligned} t_p &= \left(\frac{6M_d}{b \times 0.75F_y} \right)^{1/2} \\ &= \left(\frac{6 \times 0.00245}{0.200 \times 187.5} \right)^{1/2} = 0.0198 \text{ m} \end{aligned}$$

Usese para la placa terminal, un espesor $t_p = 20$ mm.

Paso No. 12. Compruébese el ancho máximo efectivo de la placa (no ha de ser menor que el ancho suministrado):

$$\begin{aligned} be &= b_f + 2D + t_p \\ &= 178 + 2(10) + 20 = 218 > 200 \text{ mm suministrado. Correcta} \end{aligned}$$

Nota: Si $be < b_p$, es necesario repetir los pasos 7 hasta 12 inclusive, usando $b_p = be$.

Paso No. 13. Compruébese el esfuerzo cortante de la placa.

$$\begin{aligned} f_v &= \frac{F_f}{2bt_p} \\ &= \frac{357}{2 \times 0.200 \times 20} = 44.6 \text{ MPa} \ll 0.4 \times 250 \quad \text{Correcta} \end{aligned}$$

Resumen del diseño: placa terminal 200 x 338 x 20 mm de espesor. Se usarán ocho tornillos A-325 de 20 mm, para conectarla al patín de la columna. Se usará una soldadura de filete de 10 mm, para conectar la viga a la placa terminal. ///

9-10 CONEXIONES SOLDADAS EN LAS ESQUINAS

Las conexiones en las esquinas pueden ser rectas o acarteladas. Solamente se considerarán conexiones rectas en este lugar. Por lo general, el diseño de las conexiones rectas de esquina está controlado por consideraciones de cortante. Consi-

dérese la conexión de esquina de la figura 9-160. Si se supone uniforme el-esfuerzo cortante sobre el alma de la viga en una distancia d_e (figura 19-16b), se tiene

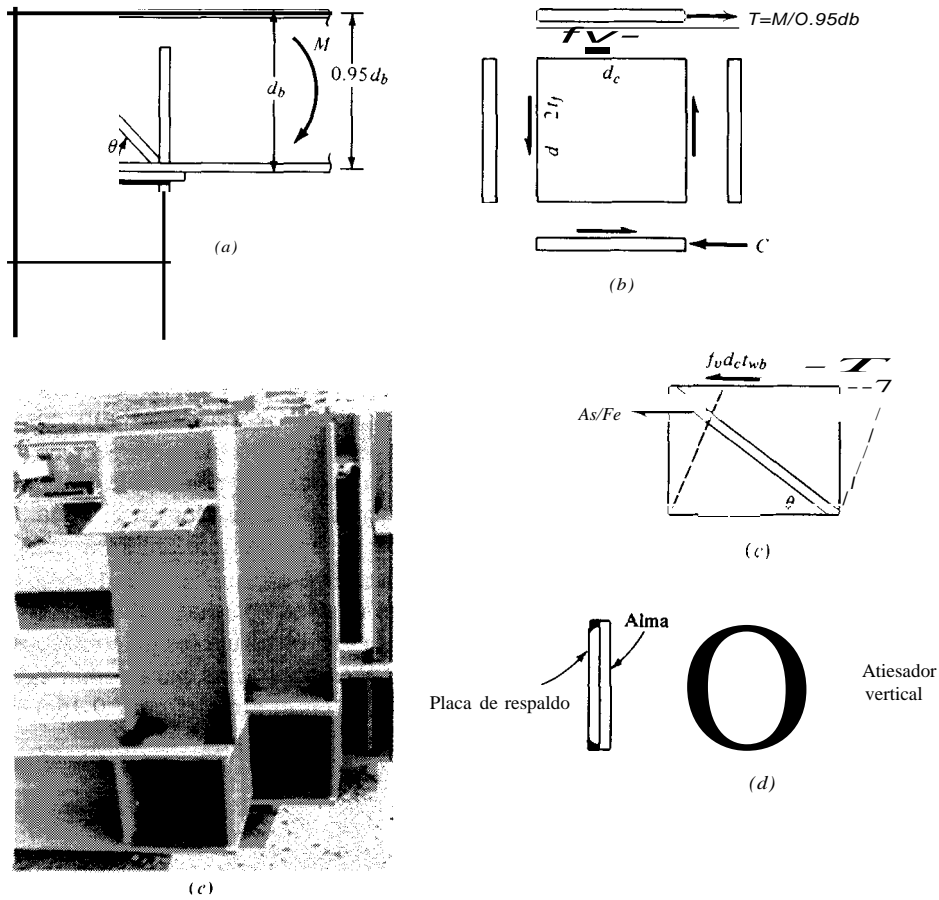


Figura 9-16 Conexiones rectas en esquinas de columnas. (o) (b) (e) (d) (e) Conexiones de esquina en la columna, con muñones de la viga soldados a tope a la columna.

$$f_v d_c t_{wb} = T = \frac{M}{0.95d_b}$$

Tomando $j = F_y = 0.4F_y$, se obtiene, redondeando ligeramente:

$$t_{wb} \geq \frac{32M}{F_y d_b d_c} \quad (\text{pulg}) \quad \text{para el pie lb seg} \quad (9-4)$$

$$t_{bw} \geq \frac{2.5 \times 10^6 M}{F_y d_b d_c} \quad (\text{mm}) \quad \text{para el SI} \quad (9-4m)$$

donde d_c, d_b = peralte tabulado de la columna y viga, respectivamente, pulg o mm.

M = momento en la junta, pies . kips o kN . m

En el diseño plástico, recomendado por muchos diseñadores, el uso de M_c y $t_c = F_{vy} = F_y/\sqrt{3}$, y 0.9 d_b da por resultado

$$t_{wb} > \frac{23M}{F_y d_c d_b} \quad (\text{pulg}) \quad (9-5)$$

$$t_{wb} > \frac{1.8 \times 10^6 M_p}{F_y d_c d_b} \quad (\text{mm}) \quad (9-5m)$$

donde F_y, d_c y d_b son como se definieron previamente. El momento $M_p = F_y Z$, o se puede usar $M_c = M \times FC$, donde M = momento de la carga de trabajo, como en el diseño elástico, y FC = factor de carga en el diseño plástico. Se recomienda un valor de $FC = 1.7$. Si el espesor del alma, t_{wb} es menor que el que viene dado por la ecuación (9-4) ó (9-5), se requerirá un atiesador en el alma. Puede ser una placa doble en el alma (figura 9-16d), pero se prefiere generalmente un atiesador diagonal, ya que es más fácil de fabricar. Nótese que la soldadura en los cuatro lados de la placa doble puede resultar en una falla prematura de la soldadura o de la placa debido a la excesiva restricción de los esfuerzos de contracción. Se le da al atiesador diagonal las proporciones necesarias para tomar la componente horizontal de la deficiencia de cortante en el alma (figura 9-16c). Luego, en términos de los esfuerzos reales, se tiene

$$T - A_s f_c \cos \theta = f_v d_c t_{wb}$$

Sustituyendo los esfuerzos permisibles, se tiene

$$A_{st} = \frac{1}{F_c \cos \theta} \left(\frac{M}{0.95 d_b} - F_v d_c t_{wb} \right) \quad (9-6)$$

El valor de F_c (compresión) se puede tomar ya sea como $0.6 F_y$ o, preferiblemente, $F_y/1.7$, ya que es algo más conservativo, puesto que el atiesador está a compresión. Usando diseño plástico (y con $F_{ys} = F_y$ del acero del atiesador), se obtiene

$$A_{st} = \frac{1}{F_{ys} \cos \theta} \left(\frac{M_p}{0.90 d_b} - \frac{F_y d_c t_{wb}}{\sqrt{3}} \right) \quad (9-7)$$

Se deben usar unidades consistentes en ambas ecuaciones (9-6) y (9-7). Nótese que es posible extender la columna para fabricarla esquina, o si no, alternativamente,

extender la viga sobre la columna (como se ve en la figura 9-160). Se deben usar los valores apropiados de d_c , d_b , t_{wb} consistentes con las deducciones de las ecuaciones dadas y el conjunto de la junta en la esquina.

Ejemplo 9-9 Diseñese la junta de esquina de la figura E9-9a. Usense electrodos E70, las especificaciones del AISC, y $F_y = 250$ MPa para todo el acero.

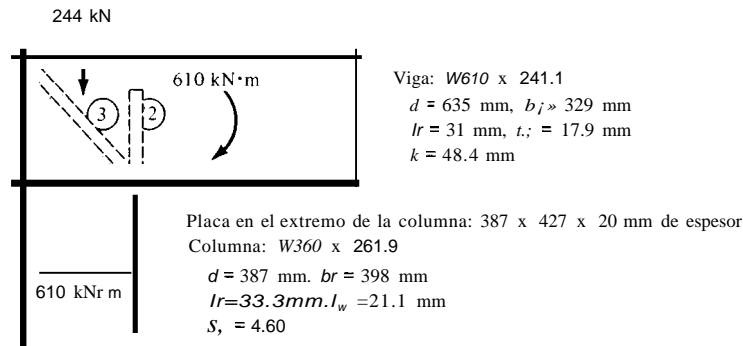


Figura E9-9a

SOLUCION

Paso No. 1 Diseñense los atiesadores verticales 1 y 2.

Para el atiesador 1, opuesto al patín a tensión de la columna:

$$f_b = \frac{M}{S_x} = \frac{610}{4.60} = 132.6 \text{ MPa}$$

$$A_{je} = b_f t_f = 0.398 \times 33.3 = 13.2534 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$P_{bf} = \frac{5}{3} f_b A_f = \frac{5}{3} (132.6 \times 13.2534) = 2929 \text{ kN}$$

$$A_{st} \geq \frac{P_{bf} - F_{yc} t_{cw} (t_{bf} = 5k)}{F_{yt}}$$

Usese la viga para la dimensión de la "columna" y 2.5 en lugar de 5k, puesto que el patín a tensión de la columna está en el extremo y no está centrado en la zona 5k.

$$A_{st} = \frac{2929 - 250 \times 0.0179(33.3 - 2.5 \times 48.4)}{250} = 10.146 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Usese placa terminal:

$$b_p = 398 \text{ mm (mismo ancho de columna)}$$

$$t_p = 28 \text{ mm}$$

$$A_{st} = 0.028 \times 398 = 11.14 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \quad \text{Correcta}$$

Para el atiesador 2, opuesto al patín de compresión de la columna:

$$d_{b(alma)} = d - 2k = 635 - 2(48.4) = 538.2 \text{ mm}$$

Se requerirá un atiesador si $b_b > d_{bw}$:

$$d_{bw} > \frac{10.73 t_{bw}^3 \sqrt{F_y}}{P_{bf}}$$

$$> \frac{10.73(17.9)^3 \sqrt{250}}{2929} = 332.2 \text{ mm}$$

Como d_{bw} suministrado = 538.2 > 332.2 requerido, se necesitará un atiesador en el alma.

El atiesador (un par con uno a cada lado del alma, opuesto al patín a compresión de la columna) tiene que ser solamente la mitad del peralte de la viga, ya que la carga está en un lado solamente.

$$b_{\text{atiesador}} > \frac{l_w}{2} = \frac{33.3}{2} = 17 \text{ mm} \quad \text{use } t_{sl} = 20 \text{ mm}$$

$$b_{\text{atiesador}} = \frac{(0.67 \times 329)}{2} \pm 17.9 = 119.2 \text{ mm} \quad \text{use } b_{sl} = 120 \text{ mm}$$

Paso No. 2. Compruébese si se requiere un atiesador diagonal.

Usese diseño plástico [ecuación (9-7)]:

$$M_p = 1.7 \times M = 1.7 \times 610 = 1037 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$t_s \geq \frac{1.8 \times 10^6 M_p}{F_y d_e d_b} = \frac{1.8 \times 10^6 \times 1037}{250 \times 387 \times 635} = 30.38 \text{ mm}$$

Como el valor suministrado $t_{wb} = 17.9 < 31.6$ requerido es necesario usar un atiesador diagonal.

$$\theta \simeq \tan^{-1} \frac{635}{387} = 58.64^\circ \quad \cos \theta = 0.52042$$

$$A_{sl} = \frac{1}{F_{ys}} \cos \theta \left(\frac{M_p}{0.90 d_b} - \frac{F_y d_e t_w}{\sqrt{3}} \right)$$

$$= \frac{1}{250(0.52042)} \left[\frac{1037}{0.90 \times 0.635} - \frac{250(387)(0.0179)}{\sqrt{3}} \right]$$

$$= 6.2615 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Usense dos placas de 20 mm × 160 mm de ancho:

$$A_p = 6.4 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \quad \text{Correcta}$$

Paso No. 3. Diseño de las soldaduras.

La soldadura para la placa 1:

$$P_{li} = 2929 \text{ kN} \quad F_v = 0.3F_u \times 1.7 = 247 \text{ MPa (diseño plástico)}$$

Usando soldaduras de filete interiores (véase figura E9-9b), se obtiene $D_{\min} = 8 \text{ mm}$, ya que $t_p = 25 > 20 \text{ mm}$. Compruébese el D efectivo para cortante en el alma de la viga.

$$2 \times D_e \times 0.70711 \times 247 = \frac{17.9 \times 250}{\sqrt{3}}$$

$$D_e = 7.4 \text{ mm}$$

De modo que solamente 7.4 mm de la soldadura en el alma de la viga resulta efectiva, ya que es el cortante del metal base el que controla. Usese D a lo largo del patín interior, según se requiera y una soldadura de 8 mm en el alma de la viga.

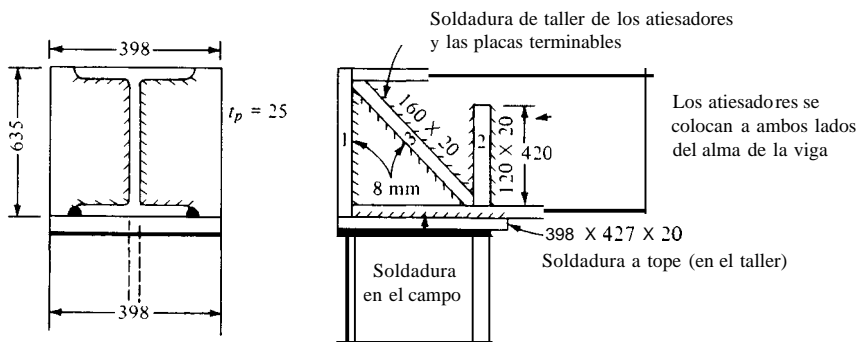
$$L_{atma} = [635 - 2(31)]/2 = 1146 \text{ mm}$$

$$L_{palin} = (329 - 17.9)/2 = 622.2 \text{ mm}$$

$$D \times 0.70711 \times 0.622 \times 247 + 1146 \times 0.0074 \times 0.70711 \times 247 = 2929 \text{ kN}$$

$$D = \frac{1447.8}{108.6} = 13.3 \text{ mm}$$

Usese para el patín, $D = 14 \text{ mm}$.



Nota: Todas las placas, con excepción de la 1 son de 20 mm de espesor. Todas las soldaduras de filete tienen $D = 8 \text{ mm}$, excepto la placa terminal de viga a columna

Figura E9-9b

La soldadura para la placa 2: con soldadura máxima efectiva, $D = 7.40$ mm en el alma, y $D = 8$ mm, requeridos para las placas atiesadoras de 20 mm, y cuatro tramos de soldadura de filete (refiérase a la figura E9-9b), se tiene que la parte de P_{ti} soportada por el alma de la viga es

$$\begin{aligned} P_{alma} &= F_y t_w (t_e + 2t_{p(col. base)} + 2k_b) \\ &= 250(0.0179)[33.3 + 2(20 + 48.4)] = 761.2 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{soldadura} &= P_{ti} - P_{alma} = 2929 - 761.2 = 2167.8 \text{ kN} \\ 4L \times 0.0074 \times 0.70711 \times 247 &= 2167.8 \text{ kN} \\ L &= 419.3 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$d - 2t_f = 635 - 2(31) = 573 \text{ mm} > 419 \text{ mm} \text{ Correcta (puede ponerse)}$$

Soldadura para el atiesador diagonal:

$$P_{aties} = A_{st} F_y = 0.12(20)(250) = 600 \text{ kN/atiesador}$$

Usense soldaduras de 8 mm, pero sólo son efectivos 7.4 mm:

$$L_{aties} = \frac{d - 2t_f}{\cos \theta} = \frac{387 - 2(33.3)}{0.52042} = 615.7 \text{ mm}$$

Suponiendo que son efectivos 600 mm, compruébese P :

$$P_{solt} = 2(600)(0.0074)(0.70711)(247) = 1550.9 \text{ kN} \gg 600$$

Diséñese la soldadura para la placa terminal de la columna; se usará una soldadura a tope de penetración total. El resumen del diseño está en la figura E9-9b. ///

9-11 DISEÑO DE SOLDADURAS DE FILETE, USANDO EL DFRC

El diseño de soldaduras de filete usando el DFRC es similar al diseño DFRC para las conexiones atornilladas. Es necesario calcular la carga factorizada.

$$R_u = 1.1(1.1D + 1.4L)$$

o las cargas factorizadas alternas que usan el viento, sismos, etc. El valor de R_u se compara con la resistencia permisible o cortante de la soldadura:

$$R_n = \phi 0.6 F_{EXX} A_w \quad (9-8)$$

donde E_{EXX} = del electrodo F_u (E60, E70, E80, etc.)

$$A_w = \text{área en la garganta} = 0.70711 D$$

$$\phi = 0.80 \text{ [valor actual (1978)]}$$

La resistencia a cortante del metal base se calcula como para el alma de las vigas:

$$F_{vu} = \frac{\phi F_y}{\sqrt{3}} \quad (\phi = 0.86)$$

Como el electrodo siempre debe estar adaptado al metal base, el diseño de juntas a tope usa los procedimientos DFRC para el tipo de miembro que utilice la junta a tope.

PROBLEMAS

Debe tenerse cuidado en todos los problemas al resumir la conexión que se estudia usando un dibujo bastante claro.

9-1 Diseñese la soldadura para la junta de la figura P9-1, usando electrodos "ajustados", acero A-36 y las especificaciones del AISC, si $t_1 = 5/8$ pulg, $t_2 = 1/2$ pulg, $w_1 = 6$ pulg, y $w_2 = 9$ pulg. Determinese P , basándose en el máximo permisible para el metal base.

Respuesta: $P = 81$ kips, $L_w = 12$ pulg, usando $D_0 9/16$.

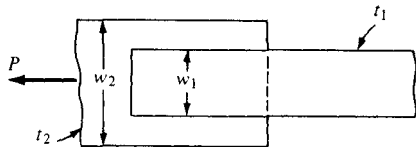


Figura P9-1

9-2 Repítase el problema 9-1, si se usa acero con $F_y = 50$ kips/pulg/ las dimensiones de las placas son las mismas. Se debe tratar de que sea un mínimo la longitud de la junta.

Respuesta: $P = 112.5$ kips.

9-3 Diseñese la soldadura para la junta de la figura P9-1, usando electrodos "ajustados", $F_y = 345$ MPa, y los esfuerzos permisibles para soldaduras de la AASHTO. Tómese $t_1 = 20$ mm, $t_2 = 15$ mm, $w_1 = 175$ mm, y $w_2 = 250$ mm. Usese $P =$ carga máxima permisible para el metal base según la AASHTO.

9-4 Repítase el problema 9-1, usando el DFRC, y supóngase que la razón $DIL = 1.0$.

Respuesta: $P_u = 118.8$ kips, $L_w = 19$ pulg, $D = 5/16$ pulg.

9-5 Hállese el tamaño requerido de las soldaduras de filete, para unir la viga W610 x 241.1 a la placa terminal de la columna, que tiene $387 \times 427 \times 20$ mm, del ejemplo 9-9.

9-6 Diseñense las soldaduras y la placa de unión para un angular de $6 \times 4 \times 5/8$ pulg, para el 50 por ciento de la capacidad a compresión del angular y para $L = 8$ pies. Se usarán las especificaciones del AISC, $F_y = 50$ kips/pulg/, y electrodos E70 y, además, una carga estática.

9-7 Repítase el problema 9-6, con la carga dinámica.

Respuesta: $P = 35.5$ kips, $L = 2.71$, $D = 5/16$, sin soldadura terminal.

9-8 Repítase el problema 9-6 para una carga dinámica y $DIL = 0.75$, usando el DFRC.

9-9 Diseñense las soldaduras y las placas de conexión para un par de L152 x 102 x 19 mm, para una carga de 75 por ciento de la capacidad efectiva del angular a tensión estática. Usense $F_y = 250$ MPa, electrodos E70, y las especificaciones del AISC. Se mantendrá a un mínimo la tongítua ae la Junta.

9-10 Repítase el problema 9-9 para una carga dinámica.

9-11 Diseñese una conexión soldada para una viga simple, que soporte un cortante de 59.8 kips, entre una viga W18 x 50 a una columna W12 x 53. Usese acero A-36, electrodos E70, las especificaciones del AISC, y angulares de $3 \times 3 \times t$, con una longitud de 12 pulg.

Respuesta: $t = 5/16$ pulg; $D_{ama} = 3/16$; $D_{col} = 1/4$.

9-12 Diseñen los angulares de conexión y la soldadura para conectar los largueros con la viga transversal (de piso) de una armadura de puente. Se usarán soldaduras de taller para conectar los angulares con los largueros y tornillos en el campo para conectarlos al alma de la viga transversal. Los largueros son W18 x 50 y se debe suponer que la reacción incluye una carga muerta de 4 kips y una carga viva con impacto de 35 kips. Se usará acero A-36, electrodos E70, un angular de $4 \times 3 \times t \times 14$ pulg y las especificaciones de la AASHTO que sean aplicables.

Respuesta: $t_a = 5/16$; $D = 1/4$ pulg.

9-13 Diseñen las conexiones terminales soldadas para que una viga W18 x 55 desarrolle el 70 por ciento de la capacidad de momento, basada en $F_b = 24$ kips/pulg². Usense las especificaciones del AISC, el electrodos E70, y acero A-36. La columna es una W12 x 65, de momento que se requiere comprobar si se necesitan atiesadores para el momento que se desarrolla en un solo lado.

9-14 Diseñe una conexión para una viga W460 x 81.8 que soporte un cortante de 152 kN. Se usarán un par de angulares $76 \times 76 \times t$, con $L = 200$ mm. Usense las especificaciones del AISC, $F_y = 250$ MPa, y electrodos E70.

9-15 Diseñe la soldadura y la placa para la carga que se muestra en la figura P9-15. Usese acero A-36 y las especificaciones del AISC.

Respuesta: $D = 3/16$ pulg; $t = 1/2$ pulg.

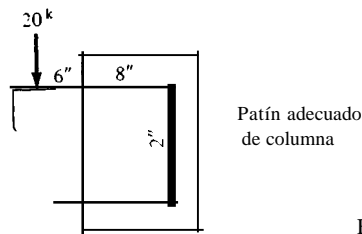


Figura P9-15

9-16 Diseñe un angular de asiento (y un angular auxiliar superior para estabilidad lateral) para apoyar una W16 x 40 en un claro simple de 25 pies que soporta una carga uniforme de 1.54 kips/pie que incluye el peso de la viga. Téngase cuidado de hacer un dibujo final de diseño que esté claro. Usese electrodos E70, acero A-36, y las especificaciones del AISC. La viga se conecta con una columna W12 x 53.

9-17 Diseñe un asiento de viga atiesado usando una WT, para una W530 x 196.4 que soporta una carga uniforme de 91.9 kN/m, incluyendo el peso de la viga, en un claro simple de 8.75 m. Usense un angular superior auxiliar para estabilidad lateral, electrodos E70, $F_y = 250$ MPa, y las especificaciones del AISC.

9-18 Diseñe una conexión soldada de momento para dos vigas W16 x 40 que se conectan en los patines opuestos de una columna W12 x 53. Usense placas soldadas arriba y abajo para desarrollar el momento y soldadura de filete en el alma, para el cortante. El momento de la viga es de 98.9 pies · kips (en ambos lados) y un cortante de 34.5 kips. Usense las especificaciones del AISC, acero A-36, y electrodos E60.

9-19 Dos vigas W410 x 84.8 se conectan con una trabe W530 x 123.5 como se ve en la figura P9-19, en una conexión por momento. Diseñen las conexiones usando electrodos E60, acero $F_y = 250$ MPa, y las especificaciones del AISC.

Respuesta: Pruébese una placa superior de 24×150 mm x $L/2 = 260$ mm, y $D = 12$ mm.

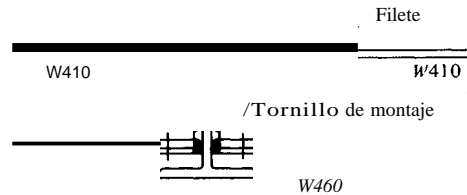


Figura P9-19

9-20 Rediseñese la conexión de esquina del ejemplo 9-9 usando una placa terminal soldada a la viga para conectarse a la columna. Usense los datos que se dan en el ejemplo 9-9. Téngase cuidado de mostrar un dibujo del diseño final de la solución.

9-21 Diseñense las placas terminales de una conexión atornillada para la capacidad total de momentos de una W16 x 50 para ser atornilladas al patín de una W14 x 211. El cortante de la viga debido a carga uniforme es de 48.55 kips, incluyendo el peso de la viga. Usense las especificaciones del AISC, acero A-36, tornillos A-325, y electrodos E70. Muéstrese un dibujo del diseño final.

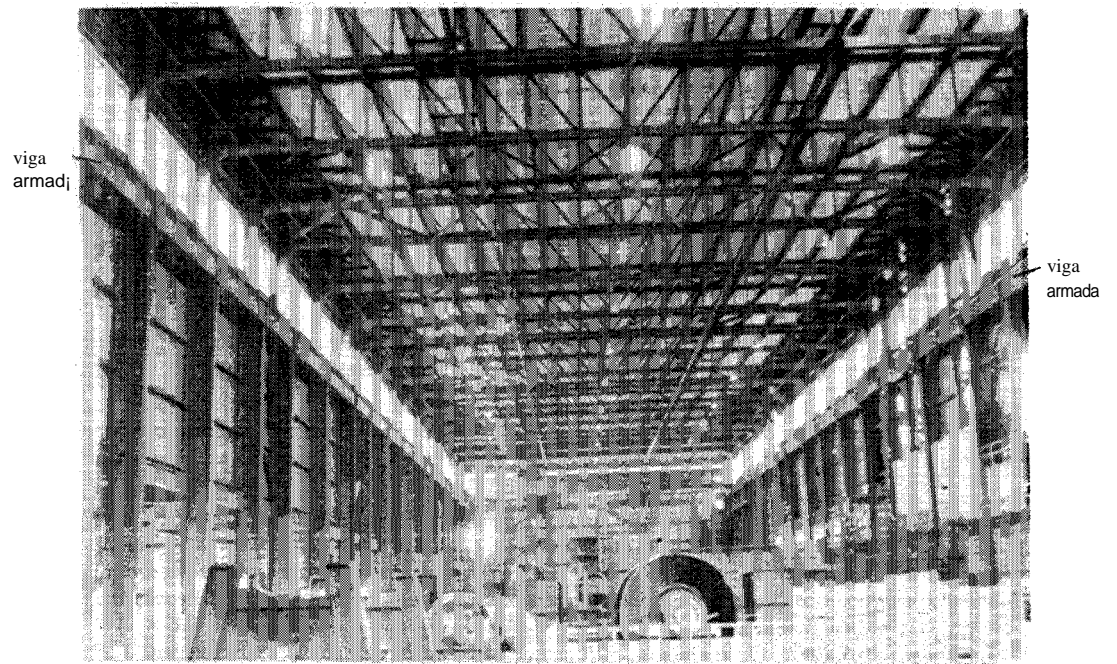


Figura X-} Cuarto de máquinas en una planta de energía. Nótese que se usa una viga armada continua muy larga para la trabe carril de una grúa. Se escalonan las columnas para el soporte de la trabe carril.

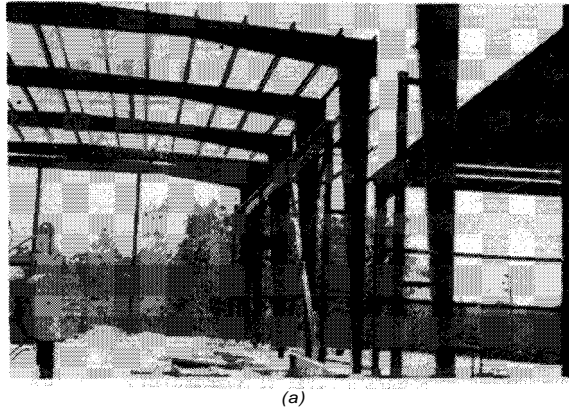
TRABES ARMADAS**10-1 GENERALIDADES**

Las traves armadas, que incluyen vigas laminadas con cubreplacas, las que se conocen como vigas armadas, se usan cuando la combinación carga y claro son tales que resulte insuficiente una sección laminada corriente.

Se pueden usar secciones laminadas armadas cuando el peralte total esté limitado en los edificios, y a veces se usan para puentes de carretera y ferrocarril. En las aplicaciones en edificios, cuando se encuentra limitado el peralte, se pueden usar como alternativa dos perfiles laminados en paralelo. Aun cuando el peso total sea apreciablemente diferente, los costos adicionales de fabricación (como el corte de las placas que se añaden y la soldadura de los patines) puede producir un costo total más alto en el caso de la sección armada.

Las traves armadas son perfiles estructurales fabricados, que se forman soldando placas de patín a una placa de alma (aunque hay veces en que se pueden usar soldaduras o tornillos), para construir un perfil que sea intermedio entre los perfiles laminados S y W. Las traves armadas encuentran amplio uso en puentes y no son raras en los edificios. En la figura 10-1, se muestran diversos tipos de traves. La trave carril, que se muestra en el edificio industrial de la figura 10-1a, es con mucho el uso más común de las traves en la construcción de edificios.

Por lo general, las traves armadas se fabrican soldando dos placas de patín a una placa de alma, como se ilustran los croquis de detalle de la figura 10-2. Los ma-



Ampliación de la trabe carril, que no se ha montado todavía, que se muestra en primer plano a la derecha

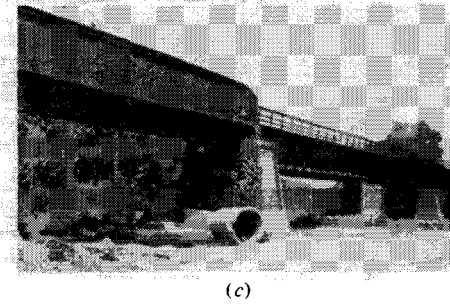
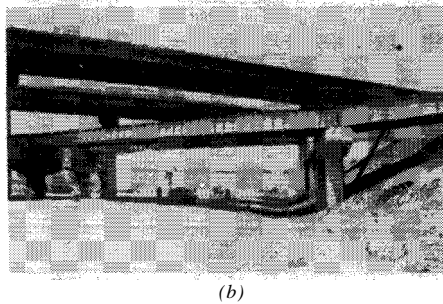


Figura 10-1 Instalaciones típicas que usan trabes armadas. (a) Trabe armada que se usa en un edificio industrial. La trabe armada se fabricó de un perfil laminado W, con una canal colocada arriba, como se indica. (b) Puentes con tablero sobre trabes y largueros, en una intersección carretera. Nótese el uso de claros simples y continuos. (c) Trabes armadas usadas en un puente de ferrocarril. Se usan en este caso trabes con tablero abierto de paso superior claros a la derecha colindando con trabes con tablero abierto de paso a través para el claro de la izquierda. El uso de trabes con tablero como se muestra, permite el uso de pilares más cortos. El término "tablero abierto" se refiere a que los durmientes se colocan directamente sobre los patines de las trabes o largueros.

teriales de uso más común son el acero A-36 y electrodos E60 o E70. En los tiempos en que la mano de obra era más barata, y cuando el estado del arte de soldar no había progresado mucho, se fabricaban las trabes usando angulares remachados a una placa de alma, y usando una o más cubreplacas remachadas también a los angulares del patín como se ilustra en la figura 10-2b. Las trabes en cajón, que consisten de dos placas paralelas de alma, separadas una cierta distancia, tienen algún uso en los puentes, pero no se les considerará en este lugar.

Los atiesadores verticales (figura 10-2c; también figura 10-b) se requieren generalmente cuando la placa del alma es muy delgada, la relación h/t ; es grande, y/o el esfuerzo cortante en el alma es relativamente alto. Los atiesadores reducen de manera efectiva la relación a/b , que se trató en el capítulo 3 (figura 3-6 y tabla 3-1) y aumentan la capacidad a cortante con respecto al pandeo por cortante del alma. Las especificaciones requieren casi siempre que se coloquen atiesadores debajo de

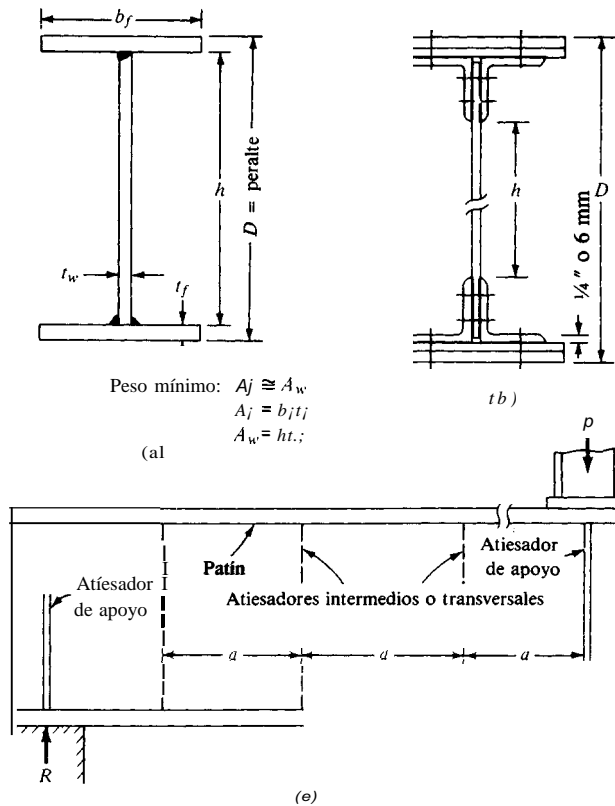


Figura 10-2 Croquis y detalles de las trabes armadas. Nótese la definición del peralte D y la distancia libre h . La relación h/t_w constituye un parámetro significativo en el diseño de las trabes armadas. (a) Trabe armada soldada. (b) Viga armada remachada o atornillada. (c) Elevación de la trabe (vista lateral) ilustrando otros elementos del diseño,

las cargas concentradas, y en las reacciones de las trabes armadas, sin importar la intensidad del cortante. Los requerimientos de atiesadores a lo largo del claro (atiesadores transversales intermedios) dependen del esfuerzo cortante y de las proporciones del alma.

El espaciamiento a de los atiesadores depende de la relación h/t_w , donde h es la distancia libre del alma entre los patines. La distancia se medirá entre placa de patín a placa de patín, para una trabe soldada que consista de tres placas. La distancia libre para las trabes que usan angulares de patín es como se muestra en la figura 10-2b. Se sigue necesariamente, que es posible efectuar un análisis económico, utilizando angulares de patín soldados, con la reducción, o eliminación de atiesadores, versus placas rectangulares de patín y una mayor distancia libre, h , en el alma.

Las trabes armadas, que se usan en la construcción de edificios pueden resultar económicas con claros hasta de cerca de 300 pies (100 m). Los peraltes de las trabes pueden llegar hasta 15 pies (5 m) o más. Son comunes peraltes de 4 a 8 pies.

En términos de la relación peralte/claro (D/L), el rango es de $\frac{1}{10}$ a $\frac{1}{25}$, con la mayor parte de los valores del orden de $\frac{1}{12}$ a $\frac{1}{15}$. Claros más grandes en los edificios puede que requieran el uso de una armadura.

En los puentes de carretera, cuando el claro excede de 50 a 60 pies (15 a 18 m) se usan las traves armadas y son generalmente más económicas que las armaduras para claros hasta 300 pies (100 m) o más. En general, las vigas laminadas son más económicas para claros en puentes de menos de 50 a 60 pies, y se usan con una configuración de cubierta con largueros de piso. Aunque por lo general las traves son más económicas que las armaduras, estas últimas tienen uso todavía en muchas situaciones, debido a consideraciones estéticas, en particular cuando se requieren vías adicionales de tránsito y los miembros en servicio están formados por armaduras.

Los puentes que usan traves armadas (tanto de carretera como de ferrocarril) se pueden clasificar como:

1. *Puentes de traves de tablero superior*, donde el piso del puente o la carga está colocada directamente sobre el patín superior. En la terminología de los ferrocarriles, puede ser un *puente* de traves de paso superior donde los durmientes descansan directamente sobre los patines (figura 10-3a y b). En la construcción de carreteras este tipo de puente soporta el sistema de piso de largueros y vigas transversales, entre las traves principales que soportan las cargas.
2. *Puentes de tablero superior con largueros* (figura 10-1b), donde tres o más traves funcionan como largueros de piso, similares a vigas laminadas, pero sobre claros más largos. Estas traves deben tener un contraventeo adecuado, con un sistema de contraventeos ó diafragmas (véase figura 10-15). Este es el tipo más común de puentes de carretera que usan traves armadas.
3. *Puentes de paso a través con traves*, donde la carga se mueve entre las traves principales y se transfiere a éstas por medio de un sistema de vigas transversales o vigas transversales y largueros (figuras 10-1e y 10-3a) situados tan cerca como sea práctico al patín inferior. Esta distribución tiene amplio uso en puentes de ferrocarril y se puede usar ya sea para un tablero abierto como para un tablero con balasto. El uso de un puente de paso a través resulta a menudo económico al reducir la altura de las pilas y/o el relleno en los enfoques, comparado con los puentes de tablero superior que requieren de espacio libre para los pasos inferiores.
4. *Puente de tablero con balasto*, donde el sistema de vigas de piso está cubierta con un tablero fabricado (por lo general de placa de acero) y revestido con una capa de 6 a 15 pulg (150 a 500 mm) de balasto para vías sobre el que se colocan los durmientes y rieles. En la figura 10-4 se ilustra un puente de tablero con balasto.

La relación D/L para puentes van desde cerca de $\frac{1}{10}$ a un mínimo de $\frac{1}{25}$ (como en la especificación corriente de la AASHTO). El peralte de un puente de carretera se debe balancear con los parámetros del sitio. Por ejemplo, 12 pulgadas extra

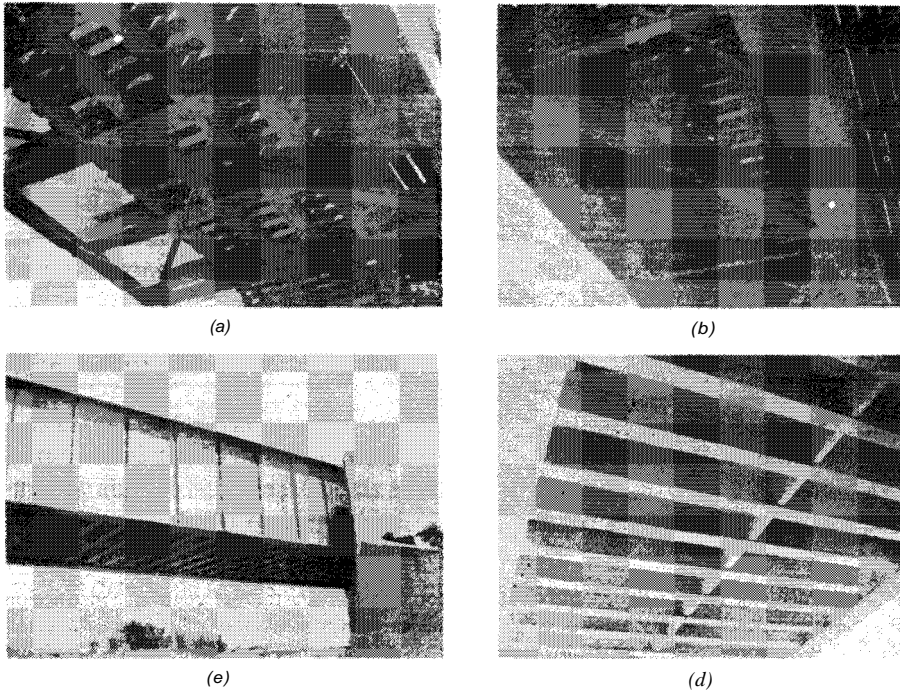


Figura 10-3 Detalles de los puentes. (a) Vista de la parte inferior de un viejo puente de tablero inferior abierto con traves, que usan un sistema de vigas transversales y cortos largueros longitudinales, sobre los que descansan directamente los durmientes. Esta es la parte de la izquierda del puente de la figura 10-1c. (b) Vista de la parte inferior de un viejo puente de tablero superior abierto con traves. Nótese el sistema de contraventeo de las traves, tanto vertical como horizontal (en el plano del patín inferior). Esta es la trabe de la parte de la derecha del puente de la figura 10-1e. (c) Puente moderno de tablero inferior con traves y balasto. (d) Vista de la parte inferior del puente que se muestra en (c), indicando la placa metálica del tablero, para sostener el balasto, y además el sistema de vigas transversales para transferir la carga a las traves principales. Nótese la línea única de diafragmas longitudinales para el contraventeo de las vigas transversales.

en el peralte de la trabe (300 mm) para una estructura de paso superior, que utilice relleno en los aproches, puede requerir una cantidad sustancial de relleno extra y derechos de paso, comparada con el mayor peso de la trabe con menor peralte que requiere un mayor espesor en los patines y posiblemente en el alma.

Las traves armadas se recomiendan para los puentes de ferrocarril con longitudes de claros de 50 a 150 pies (16 a 45 m), usando las vigas laminadas para claros más cortos. Las armaduras se usan con claros más largos. El rango común de D/L en los puentes de ferrocarril es de $\frac{1}{12}$ a $\frac{1}{20}$. Sin embargo, las especificaciones actualmente en uso no usan la D/L como criterio; se limita más bien, la deflexión calculada de la trabe bajo la carga muerta total + carga viva, incluyendo el impacto, a $\Delta/\text{claro} \leq 1/640$.

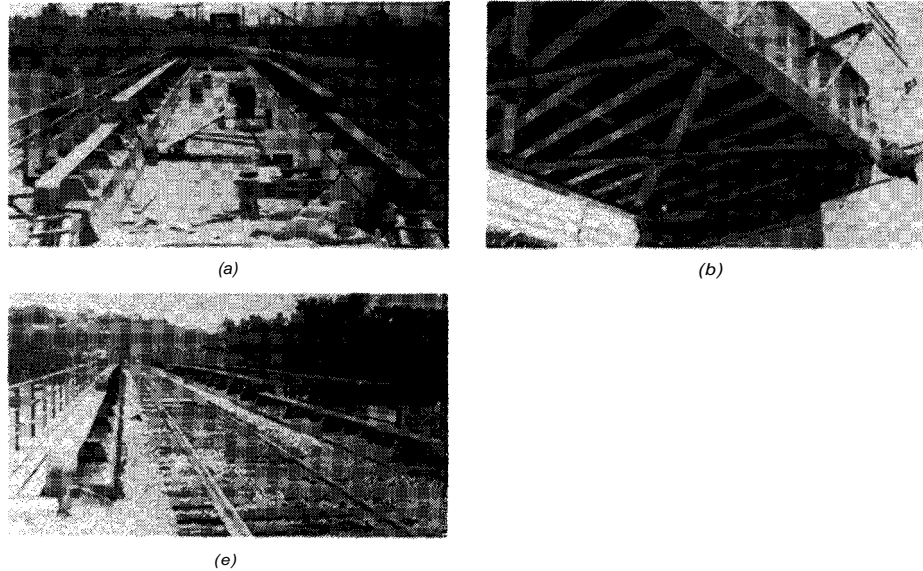


Figura 10-4 Puente de ferrocarril de tablero superior con traveses y balasto. (a) Puente en construcción de tablero inferior, con traveses y balasto. Nótese que las cartelas para la estabilidad lateral soportan también el patín a compresión a intervalos muy cercanos. Aunque no se ve claramente, las placas del tablero están soldadas a tope y enrasadas en el campo. (b) Vista de la parte inferior del puente de tablero con balasto que se mostró más arriba. Nótese las ménsulas del acotamiento para mantenimiento, en la parte exterior de la trabe, donde se añadirán los tableros de piso. (e) El puente terminado, con el balasto y la viga colocados en su lugar. También está terminado el acotamiento para mantenimiento.

Las traveses se fabrican en segmentos limitados por la capacidad de izaje del equipo de montaje/transporte y la capacidad de laminado del molino, para producir los tamaños de placa. Las traveses armadas soldadas se usan casi exclusivamente en la práctica de diseño en Norteamérica, debido a la reducción de los costos de fabricación y al hecho de que es posible soldar las placas de patín a las de alma de un modo casi totalmente automático.

El acero A-36 es el que se usa con más frecuencia para las traveses armadas, y casi universalmente para almas y atiesadores. Las traveses continuas requieren reducción en las secciones de momento positivo y secciones con mayor peralte en las regiones de mayor momento negativo, sobre las reacciones. Un aumento en el peralte de la trabe puede ser, en muchos casos, estéticamente agradable; sin embargo, se aumentan los costos de fabricación, ya que es necesario cortar un alma de peralte variable, por lo general, se requerirán atiesadores adicionales, debido a la mayor relación h/t ; que se produce. Como alternativa para el aumento del peralte de la trabe, se pueden usar aceros de más alta resistencia en las zonas de mayores momentos. El uso de acero de más alta resistencia para el patín, ya sea en todo el claro o en zonas locales de más altos esfuerzos da origen a una trabe armada *híbrida*.

Una inspección de las figuras 10-1 a 10-3 y la observación de otras traveses en servicio indican que no existe un diseño único para cada trabe que se presente en un

problema determinado. Con las restricciones de la *DIL* y las cargas, existe un número infinito de posibilidades para el área de la sección transversal. Si se define la optimización del diseño de una trabe armada como la que produce el menor costo global, no es práctico, aun con el uso de un programa de computación, "optimizar la trabe", puesto que menor peso no significa necesariamente (y quizá nunca será así) el menor costo global, debido a las consideraciones de fabricación. Lo que se debe tratar de obtener es un balance entre el peso y el costo de fabricación a fin de producir una solución tan económica como sea posible (dentro de un esfuerzo razonable de cálculo, que constituye también un factor de costo).

10-2 CARGAS

Las cargas de las trabes se obtienen de manera similar a las de las vigas. Sin embargo, en el diseño de edificios, las cargas están a menudo en movimiento, como en las trabes de las grúas viajeras en edificios industriales o almacenes. Las especificaciones del AISC requieren el uso de un factor de impacto para estos tipos de cargas.

El diseño de trabes armadas en puentes de carretera implica la decisión sobre el número de trabes que se han de usar por vía, y con el uso de las especificaciones de la AASHTU para hacer la prorrata de la cantidad de carga de camión o vía que le corresponda a las varias trabes, producir así un análisis del tipo de líneas de influencia, usando ya sea cargas normales por vía o cargas normales de camión para encontrar el momento y cortante máximos para el diseño. Las especificaciones de la AASHTU permiten el uso de solamente un camión por vía, para claros simples, por regla general, aunque, como se muestra en la figura 10-5, puede haber más de un camión en el puente, en la situación crítica en un momento dado. Cuando haya más de un camión en una vía, no es probable que el máximo momento resultante sea mayor que el producido por un solo camión debido a los factores de longitud del camión y el posicionamiento de las ruedas. Cuando el claro sea suficientemente largo, la carga por vía con una sola carga concentrada representa suficientemente bien una línea de camiones, y es más conveniente usarla, que tratar de encontrar el número de camiones, y su posicionamiento para los efectos de esfuerzos máximos.

Un programa de computadora que haga correr el camión normal a través del puente (hacia adelante y hacia atrás), con salidas de cortante y momentos en los puntos 0.1, resulta muy útil para el análisis de trabes continuas. Se puede notar, de paso, que no es necesario un análisis por líneas de influencia en los claros continuos cuando se use un programa de computadora.

En todos los diseños de trabes las cargas normales de vía/camión se aumentan por efecto del factor de impacto, que es una función de la longitud del claro.

En la figura 10-5 se ilustra la colocación de la carga normal del camión en un puente de dos vías, para obtener la contribución de las cargas de camión a cualesquiera de las dos trabes. El diseñador debe efectuar un tipo similar de análisis para vías múltiples que utilicen más de dos trabes.

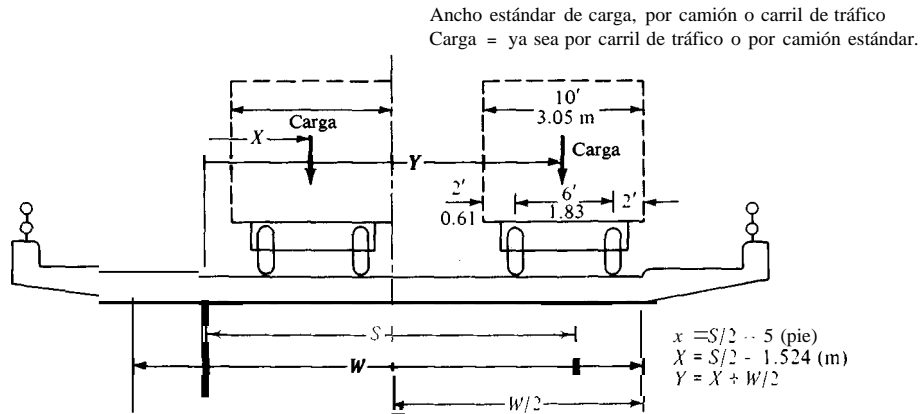


Figura 10-5 Colocación de la carga del camión estándar para las cargas máximas sobre las travesaños. Háganse las modificaciones apropiadas para vías o travesaños adicionales.

Ejemplo 10-1 ¿Cuáles serán los valores de diseño de momento y cortante para las travesaños de un puente de carretera que se muestra en la figura 10-5?

Cargas HS 20, $S = 19$ pies, $W = 28$ pies, claro = 110 pies. Carga muerta debido a la plataforma, banquetas, etc. = 3.1 kips/pie.

SOLUCIÓN El factor de vía, L_j , se obtiene por la ΣM con respecto a la travesaños de la izquierda, en la figura 10-5, para obtener

$$L_j = \frac{X + Y}{S}$$

donde $X = S/2 - S = 19/2 - S = 4.5$ pies

$$Y = X + W/2 = 4.5 + 28/2 = 18.5 \text{ pies}$$

Sustituyendo valores, se obtiene

$$L_j = \frac{4.5 + 18.5}{19} = 1.21$$

Se calcula el factor de impacto como (véase sección 1-10)

$$I = \frac{50}{L + 125} = \frac{50}{110 + 125} = 0.21 < 0.30 \quad \text{Correcta} \quad \blacksquare$$

Los momentos son

$$M_d = \frac{wL^2}{8} = \frac{3.1(110)^2}{8} = 4689 \text{ pies} \cdot \text{kips}$$

Se usan las ecuaciones dadas en la sección 1-9, para $L = 110 < 145.6$ pies.

$$M_L = \frac{W}{L} [(0.9L + 4.206)(0.5L + 2.33) - 11.2L]$$

Al sustituir valores se tiene

$$M_L = \frac{40}{110} \{ [0.9(110) + 4.206][0.5(110) + 2.33] - 11.2(110) \}$$

$$= \frac{40}{110} (5916.8 - 1232.0) = 1703.6 \text{ pies} \cdot \text{kips}$$

Los valores de la fuerza cortante son

$$V_d = \frac{wL}{2} = \frac{3.1(110)}{2} = 170.5 \text{ kips}$$

El cortante por carga viva sobre la reacción (una rueda de 32 kips sobre la reacción) es

$$V_L = W \left(\frac{L}{2} - \frac{16.8}{2} + 0.8 \right)$$

$$= 40 \left(\frac{110}{2} - \frac{16.8}{2} + 0.8 \right) = 65.9 \text{ kips}$$

Se notará que M_d está en el centro del claro, mientras que M_L está a 2.33 pies a la izquierda (cuando el camión se mueve de izquierda a derecha). La diferencia es tan pequeña que se sumarán sencillamente los dos valores, como si ocurrieran en el centro del claro, y obtener así un diseño de M ligeramente conservador:

$$M_{\text{diseño}} = M_L(L_f) + \text{impacto} + M_d$$

$$= 1703.6(1.21)(1 + 0.21) + 4689 = 7183 \text{ pies} \cdot \text{kips}$$

El cortante de diseño es

$$V_{\text{diseño}} = V_L(L_f) + \text{impacto} + V_d$$

$$= 65.9(1.21)(1.21) + 170.5 = 267 \text{ kips} \quad \text{///}$$

Es más difícil diseñar traveses de ferrocarril, ya que hay 18 ruedas en la carga normal de la serie Cooper E. Se dispone de auxiliares de diseño, como los que aparecen en la tabla 1-2, que suministra los momentos máximos aproximados (o exactos) debido al tren en movimiento, ya sea en el centro del claro o muy cerca del mismo. Estos auxiliares de diseño se basan en la combinación del uso de dM/dx para claros cortos, donde sólo tres o cuatro ruedas están simultáneamente sobre el claro, y una línea de influencia con el ápex en el centro del claro para un gran número de ruedas sobre el claro. En la tabla 1-2 se dan también los valores de las reacciones en los extremos (cortante) y la máxima reacción (cortante) desarrollada en una viga de piso a la que se conectan dos largueros de piso cuyas longitudes se muestran en la primera columna. [Por ejemplo, para una viga de piso entre dos largueros de 7 pies, la máxima reacción se obtiene cuando una carga de rueda de 10 kips está sobre la viga de piso, y las otras dos ruedas están a 5 pies de distancia, dando $R = 10 + 2(217)10 = 15.7$ kips; similarmente, para $L = 10$

pies, la reacción $R = 10 + 2(5/10)10 = 20.0$ kips; etc.] Los valores que aparecen en la tabla son para una carga Cooper E-SO; cualquier otra carga X , será $X/100$ x el valor de la tabla.

10-3 PROPORCIONAMIENTO DEL PATIN Y DEL ALMA DE LAS TRABES Y SECCIONES ARMADAS

La cubreplaca del patín de una sección armada, que usa como base una sección laminada, se puede proporcionar como sigue (refiérase a la figura 10-6). Suponiendo que el máximo esfuerzo de flexión, fb' es el valor permisible de F_b , el valor promedio en el patín es aproximadamente $0.95 F_b$.^{*} Sea, por tanto

$$M_1 = f'_b S_x = 0.90 F_b S_x \quad (a)$$

$$M_2 = a' \Delta C = (d + t'_f)(t'_f b'_f \times 0.95 F_b) \quad (b)$$

La capacidad requerida de la sección es

$$M_{\text{total}} = M_1 + M_2 \quad (e)$$

Al sustituir las ecuaciones (a) y (b) en (e) y tomar $(d + C) = (d + t'_f)$ que define al área del patín $A_f = b'_f t'_f$, Y tomando la relación $0.90/0.95$ como aproximadamente igual a 1, se obtiene

$$A_f \approx \frac{M_{\text{total}}}{(d + C) 0.95 F_b} = \frac{S_x}{d + e} \quad (10-1)$$

Resulta evidente que la ecuación (10-1) no da una única solución, y las cubreplacas deben ser investigadas usando $fb = MIS \leq F_b$. Un valor razonable de $e = 1$ pulg o 25 mm.

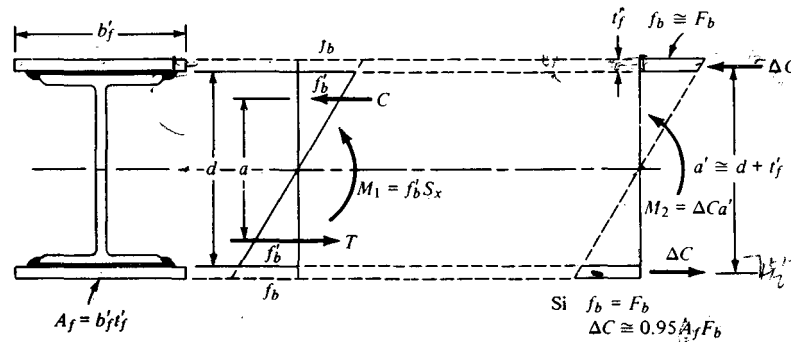


Figura 10-6 Distribución del esfuerzo de flexión en la sección transversal de una viga armada.

* En la unión de la cubreplaca y la sección laminada, el esfuerzo es aproximadamente $0.90 F_b$.

Ejemplo 10-2 Diseñese las cubreplacas para una sección $W920 \times 342.3$, usando $F_y = 250$ MPa para un momento de $3630 \text{ kN} \cdot \text{m}$ para las condiciones mostradas en la figura E10-2a. Usense las especificaciones del AISC.

SOLUCIÓN Datos para una $W920 \times 342.3$:

$$\begin{aligned} wt &= 3.36 \text{ kN/m} & d &= 912 \text{ mm} \\ b_f &= 418 \text{ mm} & S_x &= 13.72 \times 10^{-3} \text{ m}^3 \\ I_x &= 6243.5 \times 10^{-6} \text{ m}^4 & t_f &= 32.0 \text{ mm} \\ A &= 43.61 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Los momentos son:

$$\begin{aligned} M_L &= \frac{wL^2}{8} = \frac{72.6(20)^2}{8} = 3630 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_d &= \frac{3.36(20)^2}{8} = 170 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{\text{diseño}} &= 3800 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Tentativamente, el área de cada cubreplaca es [usando la ecuación (10-1)]

$$\begin{aligned} A_j &= \frac{3800}{(0.912 + 0.025)(0.95 \times 0.6F_y)} \times \frac{13.72}{0.912 + 0.025} \\ A_f &= 28.46 - 14.64 = 13.82 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Se podría usar cubreplacas de $25' \times 548$ para el patín; sin embargo, se usará arbitrariamente un ancho de placa que sea 52 mm mayor que el b_f de la viga,

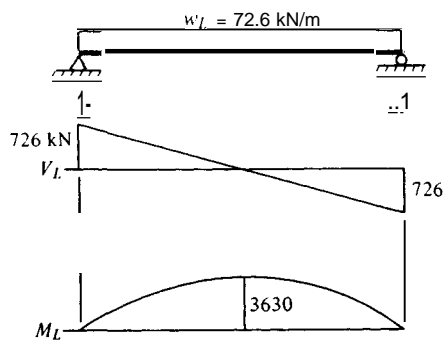


Figura E10-2a.

lo que permite un vuelo de 26 mm a cada lado, para soldar la placa al patín. Esto da

$$b' = 4.18 + 52 = 470 \text{ mm}$$

$$t_f' = \frac{13.82}{0.47} = 29.4 \text{ mm} \quad \text{útese } 30 \text{ mm}$$

Se comprobará ahora si son adecuadas las placas de 30 x 470:

$$\begin{aligned} I_x &= I_o + 2A\bar{y}^2 \\ &= (6243.5 + 2(0.03)(0.470)\left(\frac{912}{2} + 30\right)^2) \\ &= 12\,499.4 \times 10^{-6} \text{ m}^4 \end{aligned}$$

El módulo de sección es

$$S_x = \frac{I_x}{c} = \frac{12\,499.4}{912/2 + 30} = 25.719 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

El momento adicional debido a las cubreplacas del patín es proporcional al área del patín:

$$\begin{aligned} M_{\text{total}} &= 3800 + \frac{0.030(470)}{43.61}(110) = 3855 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ f_b &= \frac{3855}{25.719} = 149.9 \text{ MPa} < 150 \text{ .Correcta} \end{aligned}$$

Las cubreplacas se soldarán como se muestra en la figura E10-2b. Esto requiere la comprobación de b_f'/t_f ; para que cumpla con el AISC, sección 1-9.2.2 (elemento con borde atiesado):

$$\frac{b}{t} < \frac{670}{\sqrt{F_y}} = 42.4$$

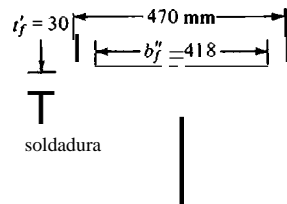


Figura E10-2b

///

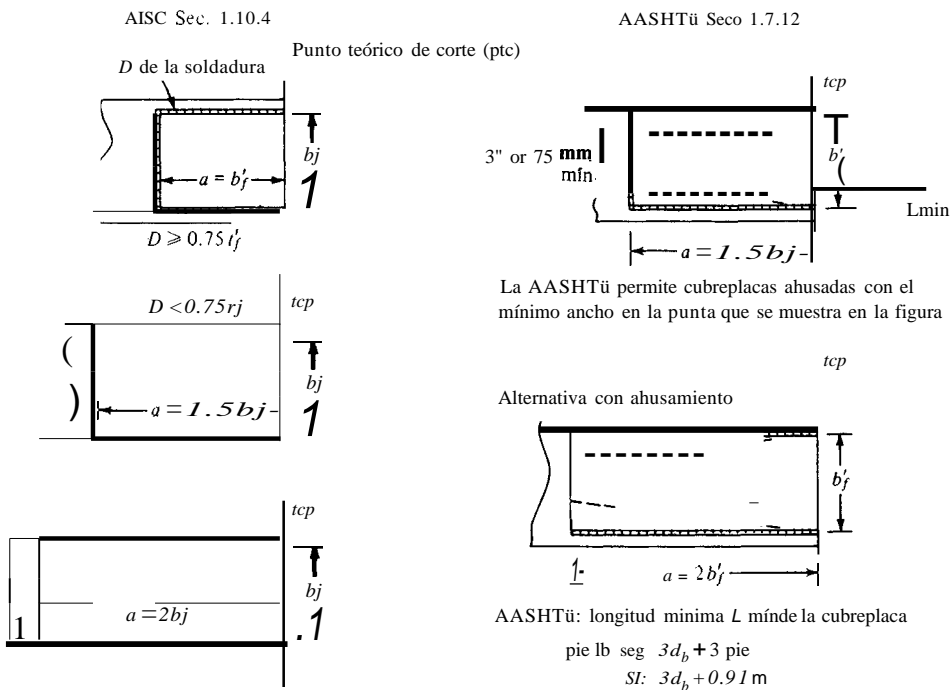
$$\frac{b_f''}{t_f} = \frac{418}{30} = 13.93 \ll 42.4 \quad \text{Correcta}$$

No es necesario verificar el $b/2t_f$ de la viga, puesto que $t_f = 32.0$ mm. Se usarán cubreplacas de 30×470 mm.

10-4 CUBREPLACAS DE LONGITUD PARCIAL

Es evidente, de la inspección del diagrama de momentos del ejemplo 10-2, que no se necesita la cubreplaca para la longitud total de la viga. Se puede obtener alguna economía proporcionando cubreplacas solamente en la región donde se necesiten. Sin embargo, las especificaciones son muy rígidas en lo que a proveer se refiere, una distancia más allá del punto teórico de corte para desarrollar totalmente la contribución de la cubreplaca a la resistencia a flexión de la sección. En la figura 10-7 se ilustran los requerimientos del código para esta distancia.

La capacidad del sujetador para fijar la cubreplaca a la viga se puede calcu-



Nota: El AREA (Sec. 1.7.2.i establece meramente que las cubreplacas se deben extender lo suficiente pasado el punto teórico de corte para desarrollar la capacidad de la placa.

Figura 10-7 Requerimientos del código para las distancias teóricas de corte de las cubreplacas. Los requerimientos serán los mismos para cubreplacas más estrechas (como se muestran arriba) o más anchas que la placa o patín de la viga que se encuentran inmediatamente debajo.

lar como la diferencia entre las fuerzas de compresión C y ΔC (véase figura 10-6); en forma alternativa, se puede calcular usando

$$v_s = \frac{VQ}{I} \quad (\text{kips/pulg o kN/m})$$

donde v_s = fuerza/longitud del cortante desarrollado

Q = momento estático de la cubreplaca con respecto al eje neutro

I = momento de inercia de la sección, incluyendo las cubreplacas

El espaciamiento de los tornillos o soldaduras se puede hallar igualando la capacidad de soldadura/longitud o capacidad del tornillo, y el espaciamiento s como

$$s = \frac{\text{capacidad de resistencia}}{\text{capacidad de soldadura/longitud}}$$

La capacidad de la soldadura en el punto teórico de corte de la cubreplaca se obtiene igualando el momento de la capacidad total de la soldadura con el momento en el punto teórico de corte.

$$F_w = \frac{MQ}{I} \quad (\text{kips o kN})$$

donde F_w = fuerza total que ha de soportar la soldadura en la longitud de corte a

M = momento flector en el punto teórico de corte

Q, I = términos ya definidos

Ejemplo 10-3 ¿Cuál será la distancia teórica de corte para la viga con cubreplacas del ejemplo 10-2? Diseñese también la soldadura para sujetar las placas a la viga, usando electrodos E60.

SOLUCION Obténganse los puntos de corte (figura E10-3a). La capacidad de la viga sin placas de cubierta es

$$F_w = 0.3(415) = 124.5 \text{ MPa}$$

Como el diagrama de momentos es una parábola con pendiente = 0 en la mitad del claro, la ecuación para el momento es

$$M_x = M_0 - kx^2$$

como se muestra en la figura E10-2a, con el origen a la mitad del claro. Como $M_x = 0$ para $x = L/2$, se tiene

$$M_x = M_0 - \frac{4M_0}{L^2}x^2$$

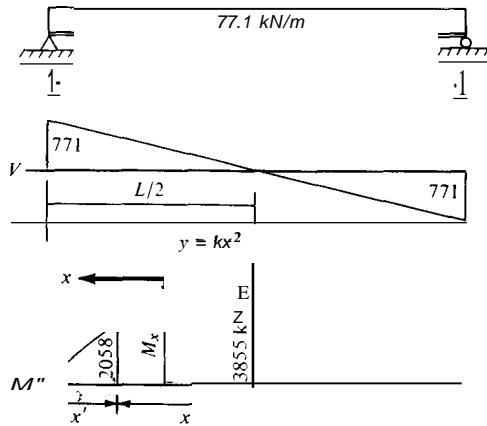


Figura EIO-Ja

Con $M_x = M_i = 2058 \text{ kN} \cdot \text{m}$ a la distancia x de la mitad del claro, donde la capacidad de la viga es adecuada sin cubreplacas, el punto teórico de corte es

$$x = \frac{(3855 - 2058) \pm \sqrt{(3855 - 2058)^2 - 4 \times 3855 \times 2058}}{2 \times 3855} = 6.828 \text{ m}$$

La longitud teórica de la cubreplaca $= 2x = 2(6.865) = 13.73 \text{ m}$.

Diséñense las soldaduras (cubreplaca de $30 \times 470 \text{ mm}$; $I_x = 12499.4 \times 10^{-6} \text{ m}^4$): en el punto de corte, $x' = 10 - 6.83 = 3.17 \text{ m}$.

Cortante $V = 771 - 77.1(3.17) = 530 \text{ kN}$

$$Q = A\bar{y} = 0.030(0.470)\left(\frac{912}{2} + 15\right) = 6.41 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$Q_s = \frac{530(6.41)}{12499.4} = 281.6 \text{ kN/m}$$

(Tomando nota que $1 \text{ es } 10^{-6}$ y $Q = 10^{-3}$, se obtiene 281.6 kN/m y no la lectura directa de 0.2816 .)

El esfuerzo permisible usando electrodos E60:

$$F_w = 0.3(415) = 124.5 \text{ MPa}$$

Se usará arbitrariamente $D = 8 \text{ mm}$ para la soldadura ($t_i > 20 \text{ mm}$ según la sección 1-17.2 del AISC) de manera que la separación teórica en el punto de corte hacia el interior del claro es

$$\frac{P^w}{m} = 2(0.008 \times 0.70711)(124.5) = 1.4085 \text{ MN/m}$$

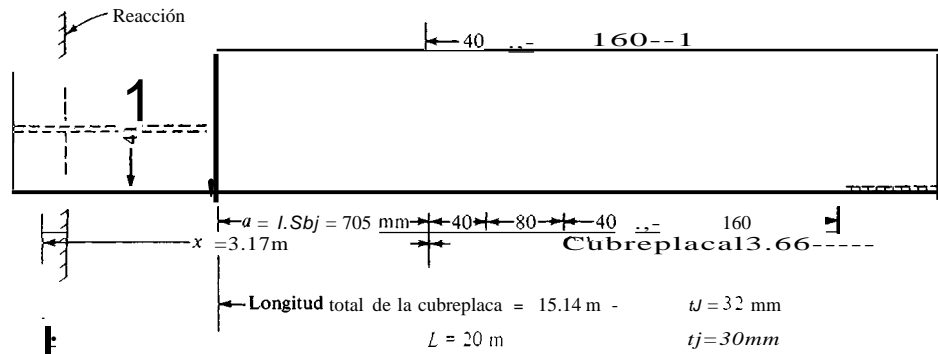


Figura EIO-3b

///

Se usará tentativamente una longitud de soldadura de 40 mm ($40 \text{ mm} = 5D > 2D$), que soportará

$$P'_w = 40(1.4085) = 56.34 \text{ kN}$$

Esto corresponde a una distancia a lo largo de la viga de

$$s = \frac{56.34 \times 10^3}{281.6} = 200 \text{ mm} \quad \text{Correcta}$$

Usese longitudes de 40 mm de soldadura intermitente, alternando en cada lado, para incremento de 200 mm en la longitud.

La soldadura en la distancia o ($o = 1.5b_j$ puesto que $D < 0.75t_j$) es continua y el momento efectivo Me es

$$\begin{aligned} Me &= [0.705(2) + 0.418](1.4085)[912 + 2(30)] \\ &= 2503 \text{ kN} \cdot \text{m} > 2058 \quad \text{Correcta} \end{aligned}$$

Si Me hubiera sido menor que el momento en el punto teórico de corte hubiera sido necesario aumentar ya sea D o la distancia o (o ambas). El croquis final es el que se muestra en la figura EIO-3b.

10-5 PROPORCIONES GENERALES DE LAS TRABES ARMADAS

Todas las trabes armadas se proporcionan por ensayos sucesivos, y se revisan hasta que los esfuerzos de flexión son $lb \leq F_b$. Se añadirá atiesadores según se requieran, hasta que el esfuerzo cortante sea tal $que l_v \leq E$; No existe una solución

única (a menos que dos personas utilicen el mismo programa de computadora con los mismos datos de entrada). Se pueden hacer estimaciones iniciales de las dimensiones del patín, usando las contribuciones a flexión del alma y el patín como se indica a continuación (véase figura 10-8). El momento que soporta el patín es

$$M_f = A_f f'_b (D - t_f)$$

El momento que toma el alma es:

$$M_w = \int I dS_{xw} = \int I dS_{xw} = \frac{t_w h^3}{6}$$

El momento total es

$$M = M_f + M_w$$

Si se hace $f'_b = f'_t = 0.6F_y$ Y se toma $d - t_f = h$,

$$M_f = M - M_w$$

La sustitución de valores da

$$A_f F'_b h = M - F'_b \left(\frac{t_w h^2}{6} \right)$$

pero $t_w h^2 = A_w h$, Y se obtiene la expresión deseada para el área del patín como

$$A_f = \frac{M}{F'_b h} - \frac{A_w}{6} \quad (10-2)$$

donde A_w área del alma de la trabe (aproximadamente - todavía es necesario comprobar Me/I)

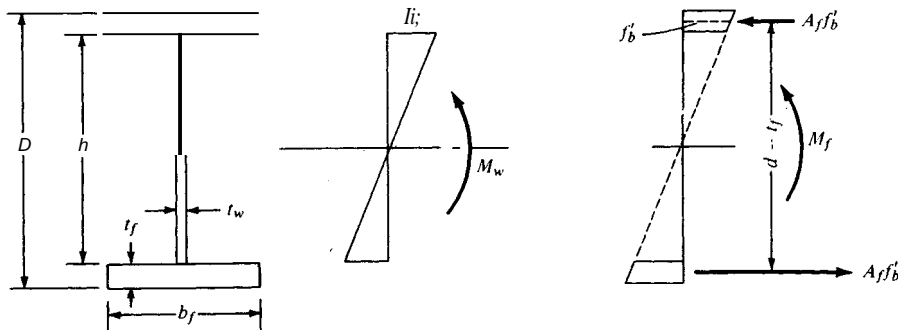


Figura 16-8 Sección de la trabe para obtener una expresión aproximada del área del patino

F'_b = un valor que no ha de exceder $0.6F_y$; sin embargo, una inspección de la deducción indica que se debe usar un valor algo menor que $0.6F_y$ (por ejemplo, 21 kips/pulg- en vez de 22 kips/pulg-, 132 MPa en vez de 137.5).

Nótese nuevamente que el peralte total no está fijado por lo general de una manera exacta, que el espesor del alma puede variar dentro de límites razonablemente amplios, y que el área del patín es una combinación de anchos x espesores, de manera que se puede obtener un número igualmente válido de soluciones. La única característica que puede establecer la preferencia de un diseño viable sobre otro sería el costo final in situ.

10-6 TEORÍA DEL DISEÑO DE TRABES ARMADAS-AISC

Las traves armadas son esencialmente armaduras, donde los patines son los cordones superior e inferior y el alma constituye lo que sería la celosía de la armadura. Como los miembros están formados a base de placas relativamente delgadas, la teoría de la estabilidad constituye un elemento esencial del diseño. Se usan dos "teorías" generales en el diseño de las traves armadas. Un método, el de la *resistencia al pandeo*, se usa por la AASHTÜ y el AREA. El otro método, el de *capacidad de carga*, se usa por el AISC. Este último método reconoce que después que la celosía se pandea inicialmente, hay una considerable capacidad de reserva para soportar la carga hasta que se pandee el resto de la celosía. Esta capacidad de reserva se ha verificado mediante varias pruebas en gran escala, sobre traves.

En la sección siguiente se tratarán las consideraciones de diseño de trabe armada que sigue las especificaciones AASHTÜ y AREA. Los elementos que forman la sección de la trabe armada y diseño se estudiarán en secciones posteriores.

10-6.1 Patines de las traves

El patín a compresión de una trabe armada presenta los tres modos corrientes de falla que se muestra en la figura 10-9a. Los criterios de diseño de $\phi_b A_f y L_l r T$ que se usan para el desarrollo de las ecuaciones (1.5-60), (1.5-6b), y (1.5-7) del AISC se usan también en el diseño de las traves armadas para establecer los esfuerzos máximos permisibles a flexión en el patín. No es probable que la relación $D r t$; (la misma que la relación d/t ; de las vigas laminadas) sea tal que se obtenga una sección compacta, de manera que, en general, el máximo esfuerzo permisible a flexión es

$$F_b \leq 0.6 F_y$$

Para $F_b \leq 0.6 F_y$, el límite superior de la relación $b_f / 2 t_f$ es

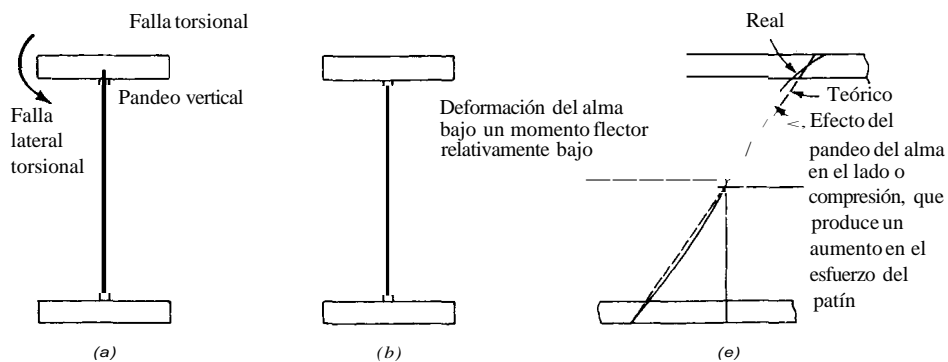


Figura 10-9 Modos para prevenir las fallas que se requieren en un análisis de la estabilidad de las trabes armadas. (a) Manera como falla el patín a compresión. (b) Pandeo del alma. (e) Distribución observada del esfuerzo (cualitativa) en la sección transversal de una trabe.

$$\text{pie lb seg: } \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{95}{\sqrt{F_y}} \quad \text{SI: } \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{250}{\sqrt{F_y}} \quad (10-3)$$

10-6.2 Diseño de la placa del alma

La curvatura a flexión de la placa del alma, es causa de presiones radiales que se desarrollan en la superficie de contacto entre el alma y las placas del patín (figura 10-10). Si la placa del alma es demasiado delgada, según se la mide con la relación hit (análoga a la KL/r para una columna), se pandeará.

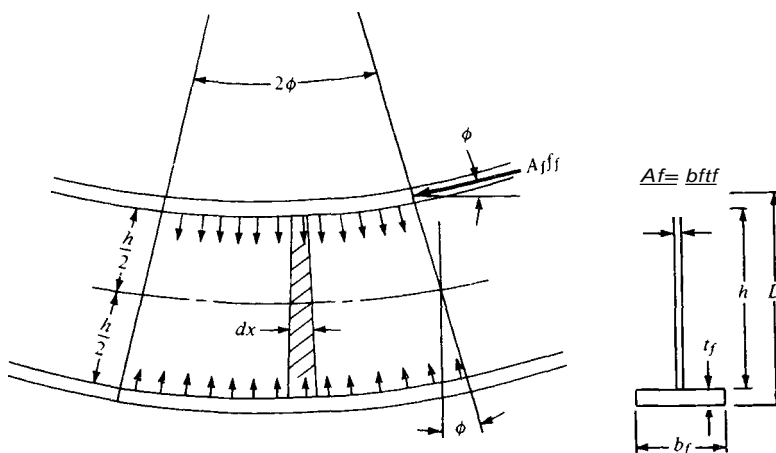


Figura 10-10 Esfuerzos a compresión que se desarrollan en el alma de la trabe debido a la flexión.

La figura 10-10 ilustra la carga supuesta sobre la placa del alma de la trabe en una faja dx (h). En el capítulo 3, se encontró que el esfuerzo crítico de pandeo era

$$F_{cr} = \frac{k_c \pi^2 E}{12(1 - \mu^2)(h/t)^2} \quad (3-5)$$

donde se ha sustituido la relación hit en lugar del valor bit dado anteriormente por la ecuación (3-5). La fuerza ejercida sobre el alma del segmento que se muestra en la figura 10-10 es

$$A_f f_f \sin \phi \cong A_f f_f \phi$$

ya que ϕ (en radianes) es un ángulo muy pequeño. El esfuerzo f_f debe ser de la suficiente magnitud para vencer cualquier esfuerzo residual F_r en el alma; por tanto, la deformación del alma (en unidades $FL-2$) en la fluencia es

$$\epsilon_f = \epsilon_r + \epsilon_y = \frac{F_r + F_y}{E}$$

y el ángulo ϕ es

$$\phi = \frac{dx}{efh/2} = \frac{2(F_r + F_y)}{E} \frac{dx}{h}$$

En el punto de fluencia del alma, la fuerza aplicada es

$$A_f f_f \tan \phi = A_f f_f \phi$$

para pequeños ángulos, y ϕ en radianes, lo que da

$$A_f f_f \phi = 2F_y(F_y + F_r) \frac{dx}{Eh} \quad (a)$$

Este valor no debe ser mayor que la fuerza crítica de pandeo en el alma

$$F_{c,tdx} = \frac{k_c \pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{t}{h} \right)^2 dx \quad (b)$$

Igualando las ecuaciones (a) y (b) y resolviendo para hit , se obtiene

$$\frac{h}{t} = \left[\frac{k_c \pi^2 E}{24(1 - \mu^2)} \frac{A_w}{A_f} \frac{1}{F_y(F_y + F_r)} \right]^{1/2}$$

Cuando se usó el acero A-7, se supuso que se podía aproximar adecuadamente el esfuerzo residual F_r como $F_r = f_y/2 = 3312 = 16.5$ kips/pulg-. Este valor se usa comúnmente para todos los valores del acero F_y . Se supone también que

la relación $Aw/A_f \cong \frac{1}{2}$, el coeficiente de Poisson para el acero, $\mu = 0.3$, $E = 29\,000$ kips/pulg², y para $k = 1$, se obtiene

$$\frac{h}{t} = \frac{13\,784}{[F_y(F_y + 16.5)]^{1/2}}$$

El AISC redondea estos valores para obtener la relación límite de hit como

$$\text{pie lb seg: } \frac{h}{t} \leq \frac{14\,000}{[F_y(F_y + 16.5)]^{1/2}} \quad (10-4)$$

$$\text{SI: } \frac{h}{t} \leq \frac{97\,100}{[F_y(F_y + 114)]^{1/2}} \quad (10-4m)$$

La especificación del AISC permite una relación hit algo mayor si se usan atiesadores transversales con una relación de espaciamiento de $alh \leq 1.5$:

$$\text{pie lb seg: } \frac{h}{t} \leq \frac{2\,000}{\sqrt{F_y}} \quad (10-5)$$

$$\text{SI: } \frac{h}{t} \leq \frac{5270}{\sqrt{F_y}} \quad (10-5m)$$

A continuación se muestran las relaciones hit máximas para los varios grados de acero

		Relación hit	
F_y		w/atiesadores	w/atiesadores, pero
kips/pulg ²	MPa	[por la ecuación (10-4)]	$alh \leq 1.5$
36	250	322	333
50	345	244	284
60	415	207	259
65	450	193	248

Los estudios experimentales realizados sobre traveses de tamaño natural han demostrado que la placa del alma en la zona de compresión se desvía lateralmente en pequeñas cantidades en las primeras etapas de la flexión, con la resultante transferencia de esfuerzos de la porción a compresión del alma al patín a compresión. Esto da por resultado un aumento del esfuerzo en el patín por encima de la cantidad indicada por la teoría, como se muestra en la figura 10-10c. Este aumento

en el esfuerzo a compresión en el patín requiere una reducción en el esfuerzo permisible a compresión, de manera que el esfuerzo que realmente se desarrolla no sea causa de una falla en el patín. Los estudios experimentales indicaron que esta reducción del esfuerzo en el patín, se podía expresar en términos de A_f/A_w , h/t , y F_y . Una posible ecuación en términos del momento último sería

$$M_u = M_y \left[1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left(\frac{h}{t} - \beta_0 \right) \right]$$

Como la razón de $M_u/M_y = F_u/F_y = F'_b/F_b$, se puede reescribir esta ecuación en término de los esfuerzos siempre que el patín a compresión sea suficientemente estable con respecto a L/r y d/A_f . Esto se logra limitando a F_b el esfuerzo máximo permisible, como lo definen las ecuaciones del AISC (1.5-6) y/o (1.5-7). El valor de β_0 depende de los efectos de restricción del patín sobre el alma, y si se supone restricción parcial, se puede tomar como $5.7\sqrt{E/F_{cr}}$ (véase Basler y Thürlimann, "Strength of Plate Girders in Bending", *Journal of Structural Division*, ASEE, agosto, 1961), donde F_{cr} es el esfuerzo crítico de pandeo en el alma. Si se sustituye $F_{cr} = 1.65F_b$, se obtiene (redondeando ligeramente):

$$\text{pie lb seg: } F'_b = F_b \left[1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left(\frac{h}{t} - \frac{760}{\sqrt{F_b}} \right) \right] \quad (10-6)$$

$$\text{SI: } F'_b = F_b \left[1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left(\frac{h}{t} - \frac{1980}{\sqrt{F_b}} \right) \right] \quad (10-6m)$$

La revisión de la ecuación (10-5) indica que si

$$\frac{h}{t} \leq \frac{760}{\sqrt{F_y}}$$

o el equivalente SI, no es necesario ninguna reducción en el esfuerzo en el patín (es decir, $F'_b = F_b$).

10-6.3 Requerimientos de cortante y atiesadores

Cuando la relación h/t es suficientemente pequeña, no ocurrirá pandeo en el alma debido al cortante antes de que ocurra fluencia debido al cortante. En realidad, el alma de una viga, como parte de un miembro a flexión sometido a un momento flector, soporta el cortante a la manera de un "campo a tensión". Algunos investigadores han comparado este efecto a una armadura Pratt, donde los

atiesadores (si los hubiera) son los miembros de compresión y el segmento de alma entre un par de atiesadores es el elemento a tensión, como se ilustra en la figura 10-11a. Las pruebas reales de las trabes, llevadas hasta la fluencia de manera que la costra de laminado forme líneas de esfuerzo, muestra un patrón de esfuerzos similar al idealizado en la figura 10-11b.

Las almas de las trabes se diseñan según las especificaciones del AISC, suponiendo que el cortante lo soporta la acción de cortante de la viga -como en los perfiles laminados- hasta que se alcanzan los esfuerzos cortantes de pandeo en el alma; entonces, el cortante adicional lo soporta la acción del campo de tensión. La resistencia última a cortante en un panel del alma (el espacio entre dos atiesadores) es igual a la suma de las dos contribuciones de cortante (V_b de la viga, y V_t del campo de tensión), o sea

$$V_u = V_b + V_t \quad (a)$$

La contribución de cortante en la viga es

$$V_b = F_{cr}(ht_w) = F_{cr}A_w \quad (b)$$

La capacidad última de fuerza cortante de una trabe para la plastificación del alma (capacidad plástica) es

$$V_p = F_{ys}A_w \quad (c)$$

pero el esfuerzo cortante de fluencia F_{ys} , según el criterio de von Mises es

$$F_{ys} = \frac{F_y}{\sqrt{3}} \quad (d)$$

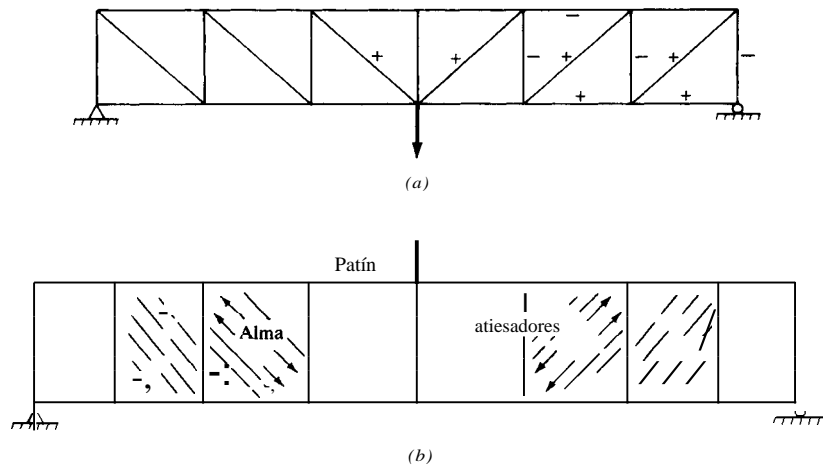


Figura 10-11 Analogía entre la trabe armada y la armadura Pratt. (a) Armadura Pratt (—) = miembro a compresión. (b) Viga armada con campo de tensión.

De las ecuaciones (e) y (d), se obtiene A_w . Y por sustitución en (b),

$$V_b = \frac{\sqrt{3} (V_p) F'_{cr}}{F_y} \quad (e)$$

Pero para valores de F'_y -s $0.8F_{ys}$, se repite aquí el valor de F'_{cr} , tomado de la ecuación (3-5)

$$F'_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{t_w}{h} \right)^2 \quad (3-5)$$

Si $F'_y > 0.8F_{ys}$ al usar la ecuación (10-6), se tomará el esfuerzo crítico como el valor medio entre la ecuación (10-6) y el valor de $0.8F_{ys}$, para obtener

$$F'_{cr} = \sqrt{0.8F_{ys} \frac{k\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{t_w}{h} \right)^2} \quad (10-7)$$

y donde, como se definió previamente (véase tabla 3-2):

$$\left. \begin{aligned} k &= 4.00 + \frac{5.34}{(a/h)^2} \quad \frac{a}{h} \leq 1.0 \\ k &= 5.34 + \frac{4.00}{(a/h)^2} \quad \frac{a}{h} > 1.0 \end{aligned} \right\} \quad (10-8)$$

La fuerza cortante V' por acción del "campo de tensión", se puede desarrollar basándose en la geometría del panel y la estática. Refiriéndose a la figura 10-12b, el ancho del campo de tensión s será

$$s = h \cos \phi - a \sin \phi \quad (j)$$

La fuerza de tensión T_w en el alma es

$$T_w = f_t s t_w \quad (g)$$

y la componente vertical V' es

$$V' = T_w \sin \phi = f_t s t_w \sin \phi \quad (h)$$

El mayor valor de V' se obtiene tomando la derivada

$$\frac{dV'}{d\phi} = 0$$

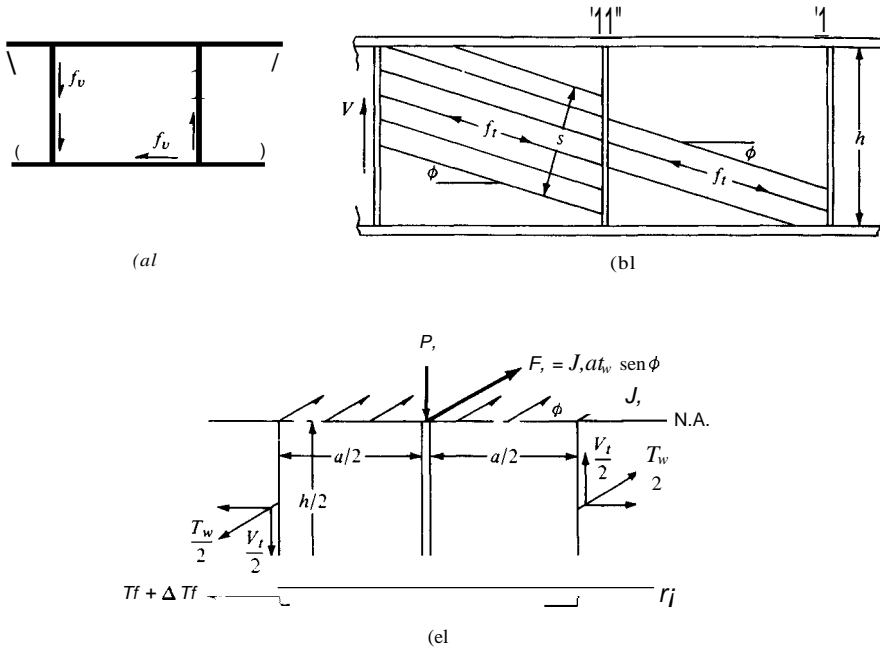


Figura 10-12 Distribución del esfuerzo cortante y de los "campos de tensión" en los paneles de la trabe. para la deducción de los esfuerzos cortantes permisibles, y de las dimensiones del atiesador. (a) Panel de la trabe, sometido a cortante. (b) Paneles de la trabe, sometidos a la acción del "campo de tensión". (c) Esfuerzos y diagramas del cuerpo libre tomados de la base de los paneles de las trabes que se muestran en (b).

Sustituyendo la ecuación (j) en (h), haciendo la derivada $= 0$, y resolviendo para ϕ , se obtiene

$$\tan \phi = \sqrt{1 + \left(\frac{0}{h}\right)^2} - \frac{o}{h} \quad (i)$$

Si se fijan los límites de a/h entre 0.5 y 3-0, los valores correspondientes de ϕ serán de 9.2 a 31.75°, lo que constituye un rango razonable.

Usando el cuerpo libre de la figura 10-12c, el cambio en la fuerza del patín, ΔT_f , será

$$\Delta T_f = F_t \cos \phi = f_t a t_w \sin \phi \cos \phi \quad (j)$$

Tomando la $\Sigma M = 0$ alrededor del punto O de la figura 10-12c se obtiene

$$\Delta T_f = V_t \frac{a}{h} \quad (k)$$

Igualando las ecuaciones (i) y (k), Y usando la identidad

$$\sin \phi \cos \phi = \frac{1}{2} \sin 2\phi = \frac{1}{2} \frac{\tan \phi}{1 + \tan^2 \phi} = \frac{1}{2} \frac{1}{[1 + (a/h)^2]^{1/2}}$$

se obtiene

$$V_t = f_t h t_w \frac{1}{2[1 + (a/h)^2]^{1/2}} \quad (1)$$

Se pueden sustituir en la ecuación (a) las ecuaciones (l) y (e) y tomando $h_i = V_p / F_{ys} = \sqrt{3} V_p / F_y$, se obtiene

$$V_u = V_p \left\{ \frac{F_y}{F_{ys}} + \frac{\sqrt{3} f_t}{2 F_y [1 + (a/h)^2]^{1/2}} \right\}$$

Se puede hacer una aproximación de

$$\frac{f_t}{F_y} = 1 - \frac{F'_{cr}}{F_y} \quad (m)$$

para obtener

$$V_u = V_p \left\{ \frac{F'_{cr}}{F_{ys}} + \frac{1 - F'_{cr}/F_{ys}}{1.15[1 + (a/h)^2]^{1/2}} \right\}$$

Al dividir ahora por $A_w = h t_w$ usando un factor de seguridad de 1.67, $F_{ys} = F_y / \sqrt{3}$, y tomando $C_v = F'_{cr} / F_{ys}$, se obtiene la ecuación de diseño del AISC [ecuación (1.10-2)]:

$$F_v = \frac{F}{2.89} \left\{ C_v + \frac{1 - C_v}{1.15[1 + (a/h)^2]^{1/2}} \right\} \quad (C_v < 1) \quad (10-9)$$

Nótese que el término

$$\frac{1 - C_v}{1.15[1 + (a/h)^2]^{1/2}}$$

es la contribución del campo de tensión; por tanto, si el esfuerzo cortante real

$$l_v \leq \frac{r \cdot C_v}{2.89}$$

no se requerirán atiesadores. Nótese también que cuando $C_v > 1$ [véase ecuación (10-9)] solamente se usa el primer término de la ecuación (10-9) para tener el esfuerzo cortante permisible F_v como

$$F_v = \frac{F_y C_v}{2.89} \leq 0.4 F_y \quad [\text{AISC ecuación (10-1)}] \quad (10-10)$$

Los términos C_v se calculan por sustitución en las ecuaciones (3-5) o (10-7), como sea más apropiado, para obtener:

Para $C_v \leq 0.8$:

$$C_v = \frac{F'_{cr}}{F_{ys}} = \frac{12(1 - \mu^2)(h/t_w)^2}{k\pi^2 E} \frac{\sqrt{3}}{F_y} = \frac{45398k}{F_y(h/t_w)^2}$$

El AISC usa

$$\text{pie lb seg: } C_v = \frac{45\,000k}{F_y(h/t_w)^2} \quad (10-11)$$

$$\text{SI: } C_v = \frac{312\,500k}{F_y(h/t_w)^2} \quad (10-11m)$$

Para $C_v > 0.8$

$$C_v = \sqrt{\frac{0.8 F_{ys} k \pi^2 E}{12(1 - \mu^2)(h/t_w)^2} \frac{\sqrt{3}}{F_y}}$$

El AISC usa

$$\text{pie lb seg: } C_v = \frac{190h}{t(k/F_y)^{1/2}} \quad (10-12)$$

$$\text{SI: } C_v = \frac{500h}{t(k/F_y)^{1/2}} \quad (10-12m)$$

Las especificaciones del AISC limitan aún más el diseño de las trabes y el tamaño de los paneles, como se indica a continuación:

1. Siempre se requieren atiesadores de asiento para las reacciones (y generalmente, también bajo las cargas concentradas).
2. No se requerirán atiesadores transversales intermedios (el AISC no tiene una especificación para atiesadores longitudinales) si se cumplen simultáneamente los dos criterios que siguen:

$$\frac{h}{t_w} \leq 260 \quad \text{y} \quad l_v \leq \frac{F_y C_v}{2.89}$$

3. Se requerirán atiesadores intermedios para cualquier otra condición de esfuerzo cortante. Cuando se requieran atiesadores, el espaciamiento se limita a

$$0.5 \leq \frac{a}{h} \leq \frac{(260)^2}{\frac{h}{t_w}}$$

pero $a/h \leq 3.0$.

4. En las traveses diseñadas sobre la base de la acción del campo de tensión, el espaciamiento del primer atiesador interior, a partir del atiesador terminal de apoyo, o cualesquiera atiesadores adyacentes a agujeros grandes, se determinará en base al esfuerzo cortante dado por la ecuación (1.10-1) del AISC.

10-6.4 Flexión y cortante combinados (Revisión de la interacción)

Cuando una trabe está sometida simultáneamente a valores grandes de cortante y flexión, puede que sea necesario reducir los esfuerzos cortantes permisibles. Basler desarrolló una solución para la interacción (véase "Strength of Plate Girders Under Combined Bending and Shear", *Journal of Structural Division*, ASCE, octubre, 1961) basándose en pruebas de traveses en la Universidad de Lehigh. El AISC ha redondeado ligeramente los valores para obtener

$$F_v \leq \left(0.825 - \frac{0.375 f_v}{F_v}\right) F_y \leq 0.6 F_y \quad (10-13)$$

En general, no se requerirá revisar la interacción si

- a) $I_v \leq 0.6 F_y Y_l b \leq 0.6 F_y$
 b) $J_v = F_v$, pero $I_b \leq 0.75 F_b$.

Cuando no se cumpla cualesquiera de estas condiciones, será necesario verificar la interacción utilizando la ecuación (10-13), y posiblemente reducir el esfuerzo permisible de flexión en el patín, F_b , con el uso de dicha ecuación.

10-6.5 Atiesadores intermedios

El diseño del atiesador se basa en la obtención de la fuerza vertical del atiesador, basándose en $P_s = 0$, de la figura 10-12c, para obtener

$$P_s = f_t t_w a \sin \phi \sin \phi$$

La sustitución de f_t , ϕ , y $A_s' = P_s / F_{perm}$ dará

$$A_{st} = \frac{1}{2} \frac{C_v}{h} \left[\frac{a}{h} - \frac{(a/h)^2}{[1 + (a/h)^2]^{1/2}} \right] Y D h t_w \quad (10-14)$$

que es la ecuación 1.10-3 del AISC. Cuando $Y = F_{ys}/F_{yw}$, para tener en cuenta el uso de acero de un grado diferente de fluencia para el atiesador que para el alma, D = factor para tener en cuenta la eficiencia reducida de un atiesador en un solo lado del alma, o en ambos lados:

- D 1.0 para placas de atiesamiento en ambos lados de la placa del alma
- D 1.8 para un angular usado como atiesador en un lado del alma
- D 2.4 para una placa atiesadora en un solo lado de la placa del alma

Con frecuencia, el área requerida para el atiesador es muy pequeña. Para asegurar un atiesador suficientemente grande y rígido para mantener en forma el alma de la trabe, el momento de inercia debe ser cuando menos

$$I_{st} \geq \left(\frac{h}{50} \right)^4 \quad (10-15)$$

Usese h en pulg o m para obtener I_{st} = pulg⁴ o nr⁴. Como el atiesador es un miembro a compresión se debe respetar la relación mínima *bit*.

El atiesador se debe fijar al alma de tal modo que soporte alguna parte de la carga vertical. La diferenciación parcial de la ecuación para P_s , con respecto a ah dará

$$P_s \approx 0.015 F_y h^2 \sqrt{\epsilon_y}$$

Usando $\epsilon_y = F_y/E$, un factor de seguridad de 1.67, Y suponiendo que la fuerza del atiesador se desarrolla en la distancia $h/3$, a partir del patín a compresión, se obtiene

$$\frac{3P_s}{h} = \frac{3h(0.015)}{1.67} \sqrt{F_y^3/E}$$

y con alguna manipulación adicional y un ligero redondeo, se obtienen las ecuaciones de diseño como

$$\text{pie lb seg: } J_{vs} = h \left[\left(\frac{F_y}{340} \right)^3 \right] l^2 \quad \text{kips/pulg} \quad (10-16)$$

$$\text{SI: } I_s = h \left[\left(\frac{F_y}{6.5} \right)^3 \right] l^2 \quad \text{kN/m} \quad (10-16m)$$

Usese h en pulg o m .

10-6.6 Atiesadores de apoyo

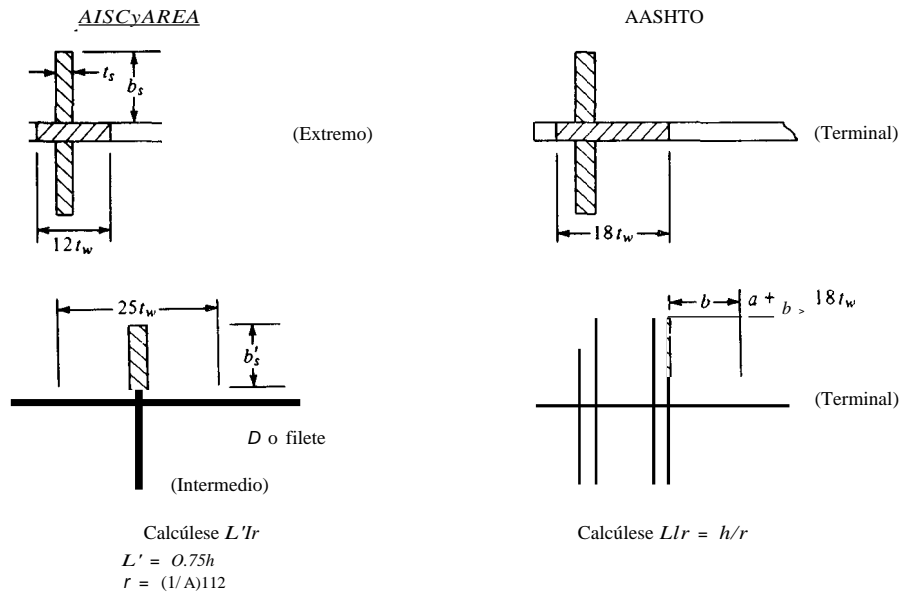
Se requiere que los atiesadores de apoyo sobre las reacciones estén siempre por pares. Puede que se requieran atiesadores de apoyo bajo las cargas concentradas que soportan las trabes armadas. Estos atiesadores se deben extender la distancia total entre patines, y tener un estrecho contacto con el patín que entrega la carga. El ancho del atiesador debe ser tal que se extienda aproximadamente hasta los bordes exteriores del patín o los angulares.

Los atiesadores de apoyo se diseñan como columnas, con un área que incluye el atiesador y un área central del alma de $12t_w$ para los atiesadores terminales de apoyo y $25t_w$ para los interiores (véase figura 10-13). Esta área se usa para calcular el radio de giro y para verificar los esfuerzos en la columna. Se puede tomar la longitud efectiva del atiesador como $0.75h$ debido a que está seguramente conectado al alma.

El área efectiva de apoyo, A_s , se toma como el área fuera del filete del patín del angular, o de las soldaduras del patín al alma.

El diseño requiere que se calcule $L'Ir$ para encontrar el esfuerzo permisible de la columna, F_a' y verificar

$$P = AF_a \leq \text{carga aplicada o reacción}$$



Ambos: Verifíquense como una columna, basándose en el área sombreada de la sección **que** se indicó antes.

Verifíquense el apoyo: úsese sólo el área de las placas $A_b = b_s't_s$.

Verifíquense las relaciones b_s/t_s

Figura 10-13 Requerimientos de diseño de los atiesadores de apoyo, para las especificaciones indicadas.

Verifíquese también, usando el área efectiva de apoyo, $A_b = b \cdot t_s$ (figura 10-13), para obtener

$$P = AbF_{brg} \leq \text{carga aplicada o reacción}$$

El esfuerzo permisible de apoyo, $F_{apoyo} = 0.90F_y$ (AISC, sección 1-5.5) basándose en el menor valor de F_y , si el patín y el atiesador son de aceros con diferentes grados de fluencia.

10-6.7 Aplastamiento del alma

Se requiere que las traveses armadas se proporcionen de manera tal que no ocurra el aplastamiento del alma (el mismo fenómeno que en las vigas laminadas). Esto se tiene en cuenta en las reacciones con el uso de atiesadores de apoyo. Cuando el patín a compresión soporte una carga uniforme o cargas concentradas para las que sea posible que no se requieran atiesadores de apoyo, el esfuerzo de compresión entregado por el patín al alma de la trabe, debe ser suficientemente bajo para que no ocurra aplastamiento (En la figura 10-9b se ilustra el pandeo). Este es un problema de estabilidad de una placa cargada en su borde, y se usará de nuevo la ecuación (3-5) (véase Basler, "New Provisions for Plate Girder Design", *Proceedings 1961 AISC National Conference*, AISC, Nueva York), $F_S = 2.65$, $E = 29\,000$, y algún redondeo, para obtener el esfuerzo permisible a compresión en el alma como

$$\text{pie lb seg: } F = \frac{10\,000k_c}{(h/t_w)^2} \quad (10-17)$$

$$\text{SI: } F = \frac{68\,900k_c}{(h/t_w)^2} \quad (10-17m)$$

Basler sugiere (y el AISC lo requiere), para un patín que entrega una carga a compresión al alma que está libre de rotar (sin restricción),

$$k_e = 2 + \frac{4}{(a/h)^2}$$

y para un patín que entrega una carga a compresión, restringido contra la rotación,

$$k_c = 5.5 + \frac{4}{(a/h)^2}$$

En las especificaciones del AISC, se combina directamente la ecuación (10-17) con el valor apropiado de k ; para presentar las ecuaciones de diseño.

Ejemplo 10-4 Diseñese una viga armada soldada para soportar dos columnas que salvan el claro de un auditorio en un edificio de muchos pisos. Las cargas sobre los pisos entregan una carga uniforme equivalentes de 2.8 kips/pie al patín superior (no se incluye el peso de la trabe). El claro y cargas en general son como aparecen en la figura E10-4a. Se supondrá contraventeo lateral del patín a compresión, en los extremos y en las cargas concentradas. Otros datos de diseño: Electrodo E60, especificaciones del AISC, acero A-36, y el peralte de la trabe se limita a 84 pulg.

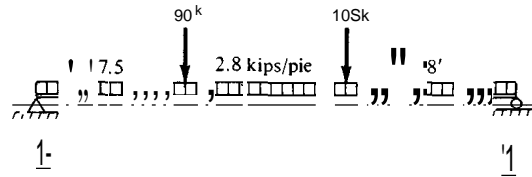


Figura E10-4a

SOLUCION Calcúlese las reacciones de la trabe:

$$R_R = \frac{17.5(90) + 2 \times \frac{105}{53} + 53(2.8)53/2}{53} = 173.25 \text{ kips}$$

$$R_L = \frac{18(105) + \frac{35.5(90)}{53} + 53(2.8)53/2}{53} = 170.15 \text{ kips}$$

$$\Sigma R = 343.4 \text{ kips}$$

Se trazan a continuación los diagramas de cortante y momento como se muestra en la figura E10-4b.

Paso No. 1. Hágase un diseño preliminar de la placa del alma.

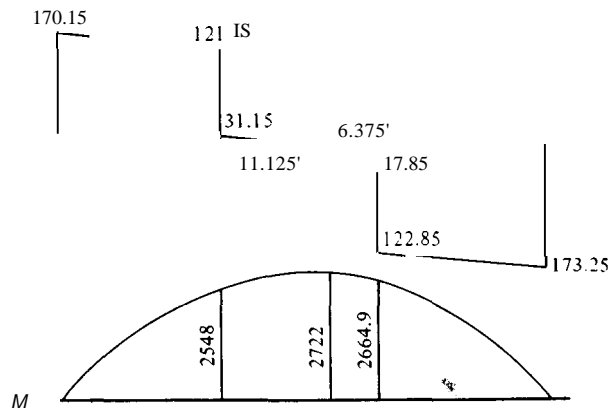


Figura E10-4b

Supóngase que el peralte del alma = 78 pulg. El h/t_f para que no haya reducción en el esfuerzo permisible a flexión en el patín es

$$\frac{h}{t_f} = \frac{760}{\sqrt{F_b}} \cong \frac{760}{\sqrt{22}} = 162 \text{ (aproximadamente)}$$

Obtégase, para $h/t_f = 162$, $t_f = 78/162 = 0.48$ pulg. Pruébese tentativamente $t_f = 0.5$ pulg.

$$\begin{aligned} \text{máximo } \frac{h}{t_w} &= \frac{14\,000}{\sqrt{F_y(F_y + 16.5)}} = 322 \\ t_w(\text{mín}) &= \frac{78}{322} = 0.242 \text{ pulg} \end{aligned}$$

Para $t_f = 0.5$ pulg, $h/t_f = 78/0.5 = 156$

Paso No. 2. Hágase un diseño preliminar de la placa del alma.

$$\begin{aligned} A_f &\cong \frac{M}{f_b h} - \frac{A_w}{6} \\ &= \frac{2722(12)}{21(79)} - \frac{78(0.5)}{6} = 196 - 64 = 132 \text{ pulg}^2 \end{aligned}$$

(Supóngase que $f_b \cong 21$ kips/pulg., y una distancia promedio hasta el centro del área del patín de 79 pulg.) Pruébese una placa para el patín de 7/8 x 18 pulg.

$$\frac{b}{2t_f} = \frac{18}{2(0.875)} = 10.3 < \frac{95}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{AISC sección 1-9.1.2})$$

Paso No. 3. Calcúlese el momento de inercia real y el módulo de sección de la sección de prueba y revísense las dimensiones según se requiera.

$$\begin{aligned} I_{xx} &= \frac{bh^3}{12} + 2Ad^2 \quad (\text{no se tenga en cuenta el } I_o \text{ de las placas del patín con respecto a su eje centroidal}) \\ &= \frac{0.5(78)^3}{12} + 2(0.875)(18)\left(\frac{78}{2} + \frac{0.875}{2}\right)^2 \\ &= 19\,773 + 48\,992 = 68\,765 \text{ pulg}^4 \\ S_x &= \frac{68\,765}{78/2 + 0.875} = \frac{68\,765}{39.875} = 1724.5 \text{ pulg}^3 \end{aligned}$$

Calcúlese el peso de la trabe:

$$w = \frac{0.490}{144} (2 \times 18 \times 0.875 + 0.5 \times 78) = 0.24 \text{ kips/pie}$$

El momento flector adicional aproximado (calculado conservadoramente puesto que el momento debido a las otras cargas está ligeramente fuera de centro) es

$$M = \frac{0.24(53)^2}{8} = 84.3 \text{ pies} \cdot \text{kips}$$

El momento total a flexión = $2722 + 84.3 = 2806.3 \text{ pies} \cdot \text{kips}$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{2806.3(12)}{1724.5} = 1953 \text{ k' / Ips}$$

Como esto es considerablemente menor que 21 ó 22 kips/pulg., se revisa tentativamente el espesor del alma t_w hasta $\frac{3}{8}$ pulg.

$$\frac{h}{t_w} = \frac{78}{0.375} = 208 < 322 \quad \text{Correcta}$$

Revísese el cortante en el alma, de manera que la placa no sea demasiado delgada (no se tenga en cuenta aquí el peso de la viga):

$$f_v = \frac{173.25}{78(0.375)} = 5.92 \ll 0.4F_y \quad \text{Correcta}$$

Paso No. 4. Recalcúlese I y I_b

$$I_{xx} = 14\,829.8 + 48\,992 = 63\,822 \text{ pulg}^4$$

$$S_x = \frac{63\,822}{39.875} = 1600 \text{ pulg}^3$$

$$\text{Nuevo peso de la trabe} = \frac{0.490}{144} (31.5 + 29.3) = 0.207 \text{ kips/pie}$$

El momento adicional aproximado del momento debido al peso de la trabe es

$$M = \frac{0.207(53)^2}{8} = 72.7$$

$$M_{\text{total}} = 2722 + 72.7 = 2795 \text{ pie} \cdot \text{kips}$$

$$f_b = \frac{2795(12)}{1600} = 2096 \text{ k' / Ips pulg}^2$$

Contínuese el diseño. Usense dos placas de patín de $\frac{7}{8} \times 18$ pulg Y una placa de alma de $\frac{3}{8} \times 78$.

Paso No. 5. Compruébese el esfuerzo permisible F_b .

Calcúlese L/r_T usando I_y del patín a compresión para el cálculo de r_T .
El radio de giro se obtiene usando $A_j + A_w/6$:

$$r_T = \sqrt{\frac{I_y}{A_j + A_w/6}}$$

$$I_y = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.875(18)^3}{12} = 425.25 \text{ pulg}^4$$

$$A_j + \frac{A_w}{6} = \frac{0.875(18)}{6} + \frac{29.3}{6} = 20.63 \text{ pulg}^2$$

$$r_T = \sqrt{\frac{425.25}{20.63}} = 4.54 \text{ pulg}$$

Es necesario investigar tanto el panel exterior como el interior (entre las dos columnas) puesto que C_b es diferente en cada lugar. Para el panel externo: $L = 18$ pies (el mayor valor), y $mI = 0$, $YM_2 = 2\,664$ pies · kips

$$e_c = 1.75 + 1.05\left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0.3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 = 1.75$$

Para el panel interior: $C_b = 1.0$ (ya que el momento interior de $2\,722 > 2\,664$ pies · kips).

$$\frac{L}{r_T} = \frac{18(12)}{4.54} = 47.3 < 53\sqrt{C_b}$$

Para esta relación de L/r_T , $F_b = 0.6F_y = 22$ kips/pulg- tanto para el panel externo como el interno.

Se comprueba la ecuación 1.10-5 del AISC, ya que $\tilde{n}/t_c = 208 > 760/\sqrt{22}$:

$$F'_b = F_b \left[1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_i} \left(\frac{h}{t_w} - \frac{760}{\sqrt{F_b}} \right) \right]$$

$$= 22 \left[1 - 0.0005 \left(\frac{29.3}{15.75} \right) (208 - 162) \right] = 21.05 > 20.96 \text{ kips/pulg-}$$

En este punto, el esfuerzo de flexión y las proporciones de la trabe son adecuadas, a menos que una comprobación posterior de la interacción requiera una revisión de la sección de la trabe.

Paso No. 6. Calcúlense los requerimientos de atiesadores.

Las especificaciones del AISC requieren atiesadores de apoyo bajo las reacciones y las dos cargas concentradas de las columnas. En el panel externo, el esfuerzo cortante real bajo la reacción es

$$l_v = \frac{V}{A_w} = \frac{173.25 + 0.207(53/2)}{0.375(78)} = 6.11 \text{ ksi}$$

De acuerdo con la sección 1-10.5.3 del AISC, no se requieren atiesadores intermedios (además del atiesador exterior de apoyo) siempre que

$$\frac{h}{t} \leq 260 \quad \text{y} \quad f_v \leq F_v = \frac{F_y C_v}{2.89}$$

Se proveerán atiesadores de apoyo bajo las cargas de las columnas, lo que deja una distancia libre en el panel exterior de 18 pies, de $18 \times 12 = 216$ pulg.

$$\frac{h}{t} = 208 < 260 \quad \text{Correcta}$$

$$\frac{a}{h} = \frac{216}{78} = 2.77 > 1$$

$$k = 5.34 + \frac{4}{(a/h)^2} = 5.34 + \frac{4}{(2.77)^2} = 5.986$$

Suponiendo que C_v dará un valor < 0.8 , se probará la ecuación (10-11):

$$C_v = \frac{45,000k}{F_y(h/t_w)^2} = \frac{45,000(5.986)}{36(208^2)} = 0.169 < 0.8$$

Si no se usan atiesadores intermedios el esfuerzo cortante permisible se limita a

$$f_v = \frac{36(0.169)}{2.89} = 2.11 \text{ kips/pulg} \ll 6.11 \text{ N.S. se requieren atiesadores}$$

Pruébese un atiesador a la mitad de la distancia (fijándose en que si esto está bien para el panel de 18 pies, servirá también en el otro panel extremo de 17.5 pies).

$$a = \frac{216}{2} = 108 \text{ pulg}$$

$$\frac{a}{h} = \frac{108}{78} = 1.38 < 3 \quad (\text{menor que el máximo } a/h \text{ permisible})$$

$$\frac{a}{h} \leq \frac{260}{(h/t_w)^2} = \frac{(260)^2}{208^2} = 1.56 > 1.38 \quad \text{Correcta}$$

$$k = 5.34 + \frac{4}{1.38} = 7.44$$

$$C_v = \frac{45}{36} \frac{0.000(7.44)}{(208)^2} = 0.215$$

Con atiesadores intermedios y $C_v < 1$, se puede usar la ecuación (1.10-2) del AISC, o la ecuación (10-9):

$$F_v = \frac{36}{1.15(1 + 1.38^2)^{1/2}} \left[C_v + \frac{1 - C_v}{2} \right] = 7.67 \text{ kips/pulg}^2$$

Como 7.67 kips/pulg- es mayor que el esfuerzo cortante real de 6.11 kips/pulg- en el atiesador de apoyo, y el cortante es menor en los puntos interiores, no es necesario comprobar más el esfuerzo cortante en el análisis del atiesador. Nótese que se pudo haber obtenido F_v de la tabla 11-8 del SSOD, pero se requiere doble interpolación.

Paso No. 7. Compruébese la interacción en las cargas concentradas ecuación (10-13).

A dx , a la derecha de la columna de la derecha, el cortante V es

$$V = 178.4 - 18(2.80 + 0.207) = 124.6 \text{ kips (incluyendo el peso de la trabe)}$$

Para $V = 124.6$ kips, el esfuerzo cortante en el alma es

$$f_v = \frac{124.6}{29.3} = 4.25 \text{ kips/pulg}^2$$

Se acaba de encontrar en el paso 6 que $F_v = 7.67$ en el paso 6.

$$F_v = \left[0.825 - 0.375 \left(\frac{4.25}{7.67} \right) \right] 36 = 22.2 > 22 \text{ kips/pulg-}$$

Como el esfuerzo permisible con interacción es de 22 kips/pulg- (máximo), y los valores reales y permisibles, basados en la estabilidad del patín son menores, son los valores menores los que rigen.

$$F_b = 21.05 \text{ ksi} \quad f_b = 20.96 \text{ kips/pulg-}$$

Paso No. 8. Verifíquense los requerimientos del claro interior de 17.5 pies, entre columnas.

El cortante máximo se obtiene viniendo de la izquierda:

$$V = 170.15 + 0.207 \left(\frac{53}{2} \right) - 17.5(2.8 + 0.207) - 90 = 33.01 \text{ kips}$$

$$I_v = \frac{33.01}{29.3} = 1.13 \text{ ki}_{\text{ips}}/\text{pulg}^2$$

Pruébese sin atiesadores:

$$\frac{a}{h} = \frac{17.5(12)}{78} = 2.69 < 3.0$$

$$k = 5.34 + \frac{4}{2.69^2} = 5.89$$

$$e_v = \frac{45.000(5.89)}{36(208)2} = 0.170$$

$$F_c = \frac{36(0.170)}{2.89} = 2.12 > 1.13 \text{ ki}_{\text{ips}}/\text{pulg}^2 \quad \text{no se requieren atiesadores}$$

Paso No. 9. Verifíquese el aplastamiento kips/pulg- del alma bajo el patín a compresión, debido a la carga uniforme.

Supóngase que el patín tiene restricción contra la rotación (ya que soporta una carga uniforme). La carga a compresión que soporta el alma es de 2.8 kips/pie + el peso del patín superior. No se tendrá en cuenta el peso del patín, de manera que el esfuerzo a compresión es

$$l_c = \frac{2.8}{0.375(12)} = 0.622 \text{ kips/pulg-}$$

El esfuerzo permisible de compresión es igual a (verificando en el lugar donde a/h es crítica)

$$\begin{aligned} F &= \frac{10.000}{(\bar{h}/t_w)^2} \left[5.5 + \frac{4}{(a/\bar{h})^2} \right] \quad [\text{ecuación (10-17) combinada con } kcl \\ &= \frac{10.000}{208^2} \left(5.5 + \frac{4}{2.69^2} \right) = 1.4 > 0.622 \text{ kips/pulg-} \end{aligned}$$

Nótese que si $F < I_v$, habría que hacer una de estas dos cosas, o añadir atiesadores para disminuir a/h , o aumentar t_w .

Paso No. 10. Diseño de los atiesadores de apoyo e intermedios.

Para los atiesadores de apoyo en los extremos de la trabe (se usará el mismo tamaño bajo las cargas de las columnas) (se probarán dos placas de 8×112 pulg, para un ancho $(2 \times 8 + 0.375 = 16.375$ pulg) que se acerque al ancho de la placa de patín de 18 pulg.

$$\frac{b}{t} = \frac{8}{0.5} = 16 \simeq \frac{95}{\sqrt{F_y}} \quad \text{Correcta}$$

$$I = \frac{0.5(16.35)^3}{12} = 182.9 \text{ pulg}^4$$

El área "efectiva" de la columna para el radio de giro (véase figura 10-13):

$$A = 16 \times 0.5 + 12(0.375)(0.375) = 9.69 \text{ pulg}^2$$

$$r = \sqrt{\frac{182.9}{9.69}} = 4.34 \text{ pulg}$$

$$L = 0.75h = 0.75(78) = 58.5 \text{ pulg}$$

$$\frac{L}{r} = \frac{58.5}{4.34} = 13.5$$

De la tabla 11-5, el esfuerzo permisible en la columna es $F_a = 20.98$ kips/pulg². El esfuerzo real en la columna es

$$f_c = \frac{178.74}{9.69} = 18.45 < 20.98 \text{ kips/pulg}^2$$

Compruébese el esfuerzo de aplastamiento; supóngase una soldadura de 5/16 pulg, de manera que el área efectiva de aplastamiento = $(8 - 0.3125)(0.5)(2) = 7.7$ pulg²:

$$F_{\text{apago}} = 0.9F_y = 32.4 \text{ kips/pulg}^2$$

$$P_e = 32.4(7.7) = 249.5 \gg 178.74 \text{ kips/pulg}^2 \quad \text{Correcta}$$

Para los atiesadores intermedios, con un solo atiesador intermedio, se usarán dos placas.

$$A_{st} = \frac{1}{2} \frac{C_v}{h} \left\{ \frac{a}{h} - \left[1 + \frac{(a/h)^2}{(a/h)^2 f/2} \right] Y D h t_w \right\} \quad [\text{ecuación (10-14)}]$$

Para una placa en ambos lados del alma de la viga, $D = 1.0$ e $Y = 1$ (acero A-36 tanto para el alma como para el atiesador; $C = 0.215$ y $a/h = 1.38$, del paso 6.

$$A_{st} = \frac{1}{2} \frac{0.215}{h} \left[1.38 - \frac{1.38^2}{(1 + 1.38^2)^{1/2}} \right] (1)(1)(29.3) = 3.02 \text{ pulg}^2$$

En términos de $A_{st} \times 100/A_w$, se hubiera podido obtener este valor en la tabla 11-8, usando doble interpolación. Pruébense dos placas de **3/8** por 6 pulg:

$$A = 2\left(\frac{3}{8} \times 6\right) = 4.5 \text{ pulg} \cdot > 3.02 \quad \text{Correcta}$$

$$\frac{h}{t} = \frac{6}{0.375} = 16 \quad \text{Correcta}$$

El momento mínimo de inercia de los atiesadores es

$$\left(\frac{h}{50}\right)^4 = \left(\frac{78}{50}\right)^4 = 5.92 \text{ pulg}^4$$

$$I_{\text{suministrado}} = \frac{(0.375)(12 + 0.375)^3}{12} = 5922 \text{ pulg}^4 \gg 592 \quad \text{Correcta}$$

Úsese una longitud de placa para el atiesador

$$h - 4t_w = 78 - 4(0.375) = 76.5 \text{ pulg}$$

Paso No. 11. Diseñese la soldadura para fijar los atiesadores al alma.

$$f_{cs} = h \left[\left(\frac{F_y}{340} \right)^3 \right]^{1/2} \text{ kips/pulg} \quad [\text{ecuación (10-16)}]$$

$$= 78 \left[\left(\frac{36}{340} \right)^3 \right]^{1/2} = 2.7 \text{ kips/pulg}$$

Para un par de atiesadores, se tiene 2.7 kips/pulg; esto resulta, para cada lado $2.7/2 = 1.35 \text{ kips/pulg}$.

Para atiesadores de apoyo de 1/2 pulg, se usará soldadura de 3/16 pulg. y electrodos E60.

$$F_c = 0.1875(0.70711)(0.3 \times 60) = 2.39 \text{ kips/pulg}$$

Se usará una soldadura de filete continua de 3/16 pulg, tanto para los atiesadores de apoyo como para los intermedios.

Análisis razonado: Se pueden hacer pocos atiesadores y la soldadura en un solo pase. Resulta muy difícil medir y establecer distancias alternas de soldadura y espacios libres.

Paso 12. Diseñese la soldadura para fijar la placa del patín al alma.

Compruébese el máximo cortante en el extremo:

$$v = \frac{VQ}{I} = \frac{178.74(18 \times 7/8)[(78 + 0.875)/2]}{63 \times 822} = 1.74 \text{ kips / pulg}$$

Úsese una soldadura continua de 5/16 pulg ($t_i > 3/4 \text{ pulg}$), en ambos lados y para $F_w = 3.98 \text{ kips/pulg}$. Nótese que hay un considerable sobrediseño en la soldadura, pero para una trabe importante no vale la pena ahorrar con soldaduras intermitentes - particularmente si se puede hacer la soldadura con un solo pase, como sucede aquí.

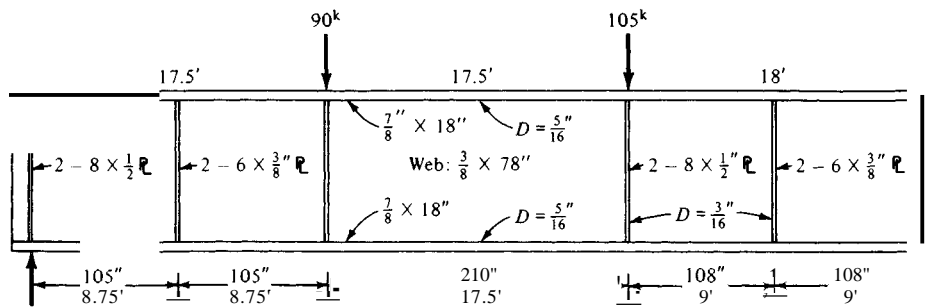


Figura EIO-4c

En la figura EIO-4c se muestra el resumen del diseño de la trabe. ///

10-7 TEORÍA DEL DISEÑO DE LAS TRABES ARMADAS-AASHTO y AREA

El diseño de las traves armadas usando las especificaciones del AASHTO y el AREA es muy semejante, pero más conservador, que el del AISC debido al ambiente más hostil al que estará sometida la trabe. Sin embargo, se aplican las mismas consideraciones generales:

1. La trabe se proporciona por el método del momento de inercia.
2. No es posible una solución única.
3. Los requerimientos para cortante y atiesadores son más rígidos. Siempre se requerirán atiesadores de apoyo, pero la AASHTO permite el uso de atiesadores longitudinales.*

10-7.1 Los patines de las traves (AASHTO y AREA)

En general, el esfuerzo permisible básico a flexión es

$$F_b \leq 0.55F_y$$

Sin embargo, si el patín a compresión no tiene apoyo lateral en una longitud L , se deben reducir los esfuerzos como en la Parte III del SSDD, y en la especificación apropiada.

Se limita también la relación b/Lt_f para los patines:

AASHTO:

* También en el AREA, pero para traves continuas.

pie lb seg	SI
$\frac{b}{2t_f} \leq \frac{51.4}{\sqrt{f_b}}$	$\frac{b}{2t_f} \leq \frac{135}{\sqrt{f_b}}$

El valor límite de $b/2t_f = 12$ para acero A-36, cuando $lb = F_b = 0.55 F_y$.

AREA:

Cuando los durmientes descansan directamente sobre el patín de la trabe:

$\frac{b}{2t_f} \leq \frac{60}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{b}{2t_f} \leq \frac{160}{\sqrt{F_y}}$
---	--

El valor límite de $b/2t_f = 10$ para acero A-36.

Cuando los durmientes no descansan directamente sobre el patín de la trabe:

$\frac{b}{2t_f} \leq \frac{72}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{b}{2t_f} \leq \frac{190}{\sqrt{F_y}}$
---	--

El valor límite de $b/2t_f = 12$ para acero A-36.

10-7.2 Diseño de la placa del alma

La AASHTO usa también la ecuación (3-5):

$$F_{cr} = \frac{k_c \pi^2 E}{12(1 - \mu^2)(h/t_w)^2}$$

y resolviendo para h/t_w , sustituyendo $k_c = 23.9$, $E = 29000$, y $F_{cr} = 1.19F_b$, se obtiene

pie lb seg: $\frac{h}{t_w} = \frac{727}{\sqrt{f_b}}$	SI: $\frac{h}{t_w} = \frac{1920}{\sqrt{f_b}}$	(10-17)
--	---	---------

Esto da $h/t_w = 163$ para acero A-36.

La relación límite de h/t_w para el AREA se obtiene de la ecuación (3-5) por la sustitución de $k_c = 23.9$, $E = 29000$, y $F_{cr} = 0.6F_y$ para tener (con un ligero redondeo)

pie lb seg: $\frac{h}{t_w} = \frac{1030}{\sqrt{F_y}}$	SI: $\frac{h}{t_w} = \frac{2700}{\sqrt{F_y}}$	(10-18)
---	---	---------

Para el acero A-36, el valor límite de $h/r_t = 171$. Cuando el valor $del b < F_b$ en el patín a compresión, el AREA permite un aumento en la relación h/t_w :

$$\left(\frac{h}{t_w}\right)' = \left(\frac{h}{t_w}\right)\left(\frac{F_b}{f_b}\right)^{1/2}$$

con la relación $(F_b/f_b)^{1/2} \leq 2.0$.

La AASHTO y el AREA limitan el espesor del alma en las traves armadas a:

AASHTO: $t_w \geq 5/16$ pulg (8 mm) AREA: $t_w \geq 0.335$ pulg (8.5 mm)

La AASHTO permite que se aumente el límite de h/t ; con un atiesador longitudinal a $1/5$ del peralte libre del alma, a partir del patín a compresión. Este valor se basa en la ecuación (3-5), usando $k_c = 129$ (ya que así permite una fijación más sustancial en el borde) y $F_{cr} = 1.6F_b$, para obtener

$$\text{pie lb seg: } \frac{h}{t} \leq \frac{1455}{\sqrt{f_b}} \quad \text{SI: } \frac{h}{t_w} \leq \frac{3840}{\sqrt{f_b}} \quad (10-19)$$

El valor límite de h/t ; para el acero A-36 es 327.

10-7.3 Requerimientos del cortante y de los atiesadores

Los requerimientos del AASHTO para los atiesadores se calcula también con la ecuación (3-5) y los factores k que vienen dados por la ecuación (10-8), y con factores de seguridad variables. Si la placa es tal que $alh = \infty$ (no hay atiesadores), $k_c = 5.34$ de la ecuación (10-8), y tomando $F_{cr} = 2.5I_v$, se obtiene

$$\text{pie lb seg: } \frac{h}{t} \leq \frac{234}{\sqrt{f_b}} \quad \text{SI: } \frac{h}{t} \leq \frac{618}{\sqrt{f_b}} \quad (10-20)$$

El valor límite de $h/t_w = 68$ para el acero A-36, cuando $I_v = F_y = 0.33F_y$.

Los requerimientos del AREA son ligeramente más conservadores:

$$\text{pie lb seg: } \frac{h}{t_w} \leq \frac{360}{\sqrt{F_y}} \quad \text{SI: } \frac{h}{t_w} \leq \frac{950}{\sqrt{F_y}} \quad (10-21)$$

El valor límite de $h/t_w = 60$ para el acero A-36.

No se requerirán atiesadores intermedios, por ninguna de las dos especificaciones, si la relación h/t_w es menor que la que viene dada por la ecuación (10-20) o la (10-21), y puede que no requieran para relaciones h/t_w mayores, como se indica en la siguiente sección.

Cuando h/w , es mayor que los que dan las ecuaciones precedentes, se obtiene el espaciamiento de los atiesadores usando la ecuación (3-5) después de reordenarla un poco, para obtener

$$F_{cr} = SF(f_v) = \frac{k_c \pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{t_w}{h} \right)^2 \left(\frac{a}{t} \right)^2$$

de la que

$$a = \frac{a}{h} \left[\frac{k_c \pi^2 E}{12(1 - \mu^2) SF} \right]^{1/2} \frac{t_w}{\sqrt{f_v}} = \beta \frac{t}{\sqrt{f_v}}$$

Usando $FS = 1.5$, varias relaciones a/h de 0.5 a 1.0, y calculando k_c de la ecuación (10-8), se obtiene típicamente

a/h	k	β
0.5	25.36	332.8
0.6	18.83	344.4
0.7	14.90	357.2
0.8	12.30	370.9
0.9	10.58	387.2
1.0	9.34	404.0

Con un promedio aproximado de β se obtiene 348, que al usarlo para recalcular el FS, se tiene 1.37 para $a/h = 0.5$ hasta 2.02 para $a/h = 1.0$. En las primeras especificaciones de la AASHTO, se podía calcular el espaciamiento de los atiesadores como

$$\text{pie lb seg: } a = \frac{3481}{\sqrt{f_v}} \quad (\text{pulg}) \quad \text{SI: } a = \frac{9141}{\sqrt{f_v}} \quad (\text{mm})$$

donde t tiene unidades en pulg o mm. Las dos ediciones anteriores de las especificaciones del AISC incluían este requerimiento para espaciar el primer atiesador interior, a partir del atiesador de apoyo. Comúnmente, las especificaciones de la AASHTO para atiesadores intermedios son algo más indirectas y se dan en la sección 10-7.4 que se verá a continuación, bajo el subtítulo "Atiesadores intermedios".

Las especificaciones del AREA reducen ligeramente el factor 348 para obtener

$$\text{pie lb seg: } a = \frac{3321}{\sqrt{f_v}} \quad (\text{pulg}) \quad \text{SI: } a = \frac{8751}{\sqrt{f_v}} \quad (\text{mm}) \quad (10-22)$$

En estas ecuaciones t tiene sus unidades en pulg o mm. El espaciamiento de los atiesadores se limita a no más de 72 pulg o 1 800 mm, cuando se use la ecuación (10-22).

10-7.4 Diseño de los atiesadores

Atiesadores longitudinales El valor de la AASHTO para los atiesadores longitudinales en términos del momento de inercia es (véase Erickson y Ecnam. "*Application and Development of AASHTO Specifications to Bridge Design*", *Journal of Structural Division, ASEE*, julio, 1957)

$$I_s = ht_w^3 \left[2.4 \left(\frac{a}{h} \right)^2 - 0.13 \right] \quad (10-23)$$

con el espesor de la placa limitado a

$$\text{pies lb seg: } \frac{b}{t} \leq \frac{71}{\sqrt{f_b}} \quad \text{SI: } \frac{b}{t} \leq \frac{188}{\sqrt{f_b}} \quad (10-24)$$

donde I_s = esfuerzo de flexión calculado en el patín a compresión. Los atiesadores se pueden colocar en un lado del alma, a 1/5 de la distancia del patín a compresión. El AREA permite atiesadores longitudinales en las traveses continuas en las regiones de momento negativo y las especificaciones son exactamente las mismas que las de la AASHTO para I_s Ybit.

Atiesadores de apoyo. La AASHTO y el AREA requieren siempre atiesadores de apoyo en las traveses. Se diseñan como columnas, con un área como la que muestra en la figura 10-3. El esfuerzo permisible de columna depende de la relación L/r calculada como se muestra en la figura 10-13. Los atiesadores de apoyo se deben verificar para el aplastamiento así como en su actuación como columnas. El área de aplastamiento es la que se indica en la figura 10-13 y el esfuerzo permisible de aplastamiento es

$$\text{AASHTO: } F_{brg} = 0.80F_y \quad \text{AREA: } F_{brg} = 0.83F_y$$

Las especificaciones de la AASHTO limitan la relación bs/t_s de los atiesadores de apoyo (usando angulares o placas) a

$$\text{pie lb seg: } \frac{b_s}{t_s} \leq \frac{69}{\sqrt{F_y}} \quad \text{SI: } \frac{b_s}{t_s} \leq \frac{182}{\sqrt{F_y}} \quad (10-25)$$

Los requerimientos del AREA para la relación bs/t_s son los mismos que para cualquier otro miembro a compresión.

Atiesadores intermedios. La AASHTü no requiere atiesadores intermedios transversales si

$$\frac{h}{t_w} \leq 150 \quad \text{y} \quad f_v \leq F_v$$

donde

$$\text{pie lb seg: } F_v = \frac{56\,250}{(h/t_w)^2} \quad \text{SI: } F_v = \frac{387\,830}{(h/t_w)^2} \quad (10-26)$$

pero $F_v \leq F_y/3$. Este criterio da como límite $h/t_w = 68$ para $F_v = F_y/3$ con acero A-36. Así, cualquier relación h/t_w que sea menor que 68 no requerirá atiesadores transversales si $f_v < F_y/3$. Cualquier $h/t_w < 150$ no requerirá atiesadores si $f_v < F_v$ como viene dado en la ecuación (10-26).

Cuando se requieran atiesadores intermedios, o cuando $f_v > F_v$ de la ecuación (10-26), el espaciamiento máximo se limita a $a \leq 1.5h$. Y el esfuerzo cortante permisible se limita a

$$F_v = \frac{F_y}{3} \left\{ C + \frac{0.87(1 - C)}{[1 + (a/h)^2]^{1/2}} \right\} \quad (\text{kips/pulg-ó MPa}) \quad (10-27)$$

$$\text{donde } C = \frac{B[1 + (h/a)^2]}{F_y(h/t_w)^2} \leq 1$$

$$B = 222\,000 \text{ en unidades p lb seg:} \\ = 1\,520\,000 \text{ en unidades SI}$$

A menudo es conveniente hacer una gráfica de dichos esfuerzos, como se ve en la figura 10-14.

Cuando se requieran atiesadores transversales, se colocará el primer atiesador de tal manera que $a/h \leq 0.5$ y el esfuerzo cortante real $f_v \leq F_v$ se obtiene de la ecuación siguiente:

$$F_v = \frac{B'[1 + (h/a)^2]}{(h/t_w)^2} \leq \frac{F_y}{3} \quad (10-28)$$

$$\text{donde } B' = 70\,000 \text{ en unidades pie lb seg:} \\ = 483\,000 \text{ en unidades SI}$$

Las especificaciones de la AASHTü requieren un momento mínimo de inercia para los atiesadores intermedios (incluyendo otros distintos de los atiesadores de apoyo en las reacciones) de

$$I_s = \frac{at_w^3}{12(1 - \mu^2)} \quad (10-29)$$

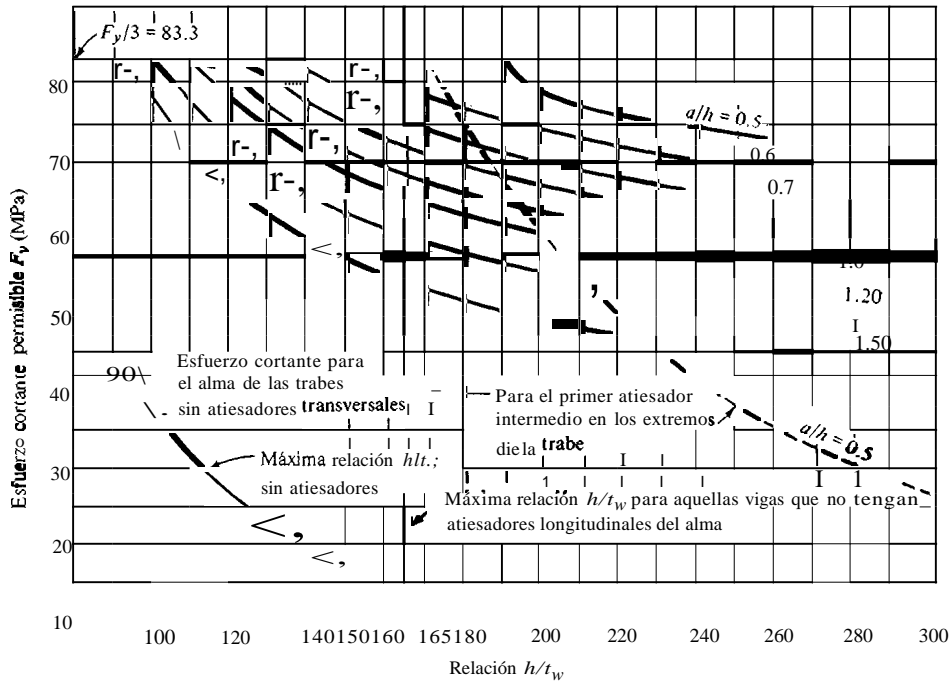


Figura 16-14 Esfuerzo cortante permisible para las relaciones h/t_w mostradas, y para las relaciones a/h del espaciamiento de los atiesadores. Nótese que el esfuerzo cortante límite es $F_y/3$.

donde $\mu = 0.3$ para el acero

a = separación real de los atiesadores

t_w = espesor de la placa del alma en la trabe

$J = 25(h/a)^2 - 20$, pero $J \geq 5.0$

El área requiere atiesadores intermedios si la relación \tilde{n}/t ; es mayor que los valores definidos por la ecuación (10-21). Si se requieren atiesadores, su separación se limita a

$$a \leq \frac{332t_w}{\sqrt{f_v}} \quad (\text{pulg}) \quad a \leq \frac{0.875t_w}{\sqrt{f_v}} \quad (m)$$

pero $a \leq 72$ pulg (ó 1.829 m),

donde t_w = espesor del alma de la trabe, pulg o mm.

f_v = esfuerzo cortante real en el alma = V/dt_w , kips/pulg- o MPa

Las dimensiones del atiesador deben ser cuando menos las siguientes:

AASHTO: ancho ≥ 2 pulg + DI30 y ancho $\geq b_f/4$

espesor $\geq 51 \text{ mm} + DI30$ y ancho $\geq b_i/4$
 AREA: $\geq \text{ancho}/16$
 igual que para la AASHTü

10-7.5 Interacción

Las especificaciones de la AASHTü incluyen una reducción en el esfuerzo de flexión si el esfuerzo cortante es $V \leq 0.6F_y$ de acuerdo con

$$F_b' = (0.754 - \frac{0.34V}{F_y}) F_y \leq 0.55 F_y \quad (10-30)$$

10-7.6 Soporte lateral y diafragmas

En las figuras 10-15 y 10-16 se ilustra el uso de soportes laterales y diafragmas en la práctica común. Las especificaciones de la AASHTü requieren o marcos transversales o diafragmas en los extremos y a intervalos a lo largo del claro que no excedan de 25 pies (7.62 m). Los diafragmas (vigas transversales) deben tener un peralte cuando menos de un tercio y preferiblemente de la mitad o más del de la trabe.

Cuando los claros excedan de 125 pies (38.1 m) en los puentes de concreto de tablero superior, se usará un sistema adicional de soporte lateral, paralelo y tan cerca como sea posible del patín inferior y cuando menos en un tercio de las crujías (cuando se utilizan traves múltiples). El angular más pequeño permitido por la AASHTü para esta situación es de $3 \times 2\frac{1}{2}$ pulg (76 x 64 mm) sujeto con dos tornillos por lo menos, o la soldadura equivalente, en cada conexión terminal de los angulares.

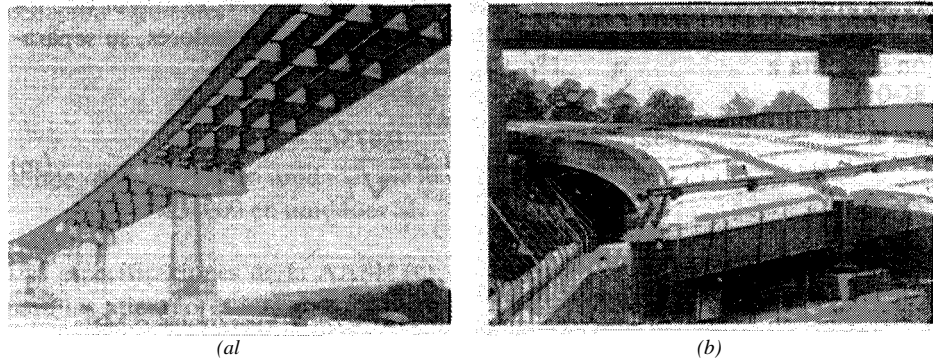


Figura 10-15 Soporte lateral de los puentes usando diafragmas. (a) Diafragmas usados con cinco traves armadas. (b) Diafragma terminal. Se debe colocar suficientemente separado del diafragma adyacente o del estribo de apoyo para que se pueda inspeccionar y pintar periódicamente.

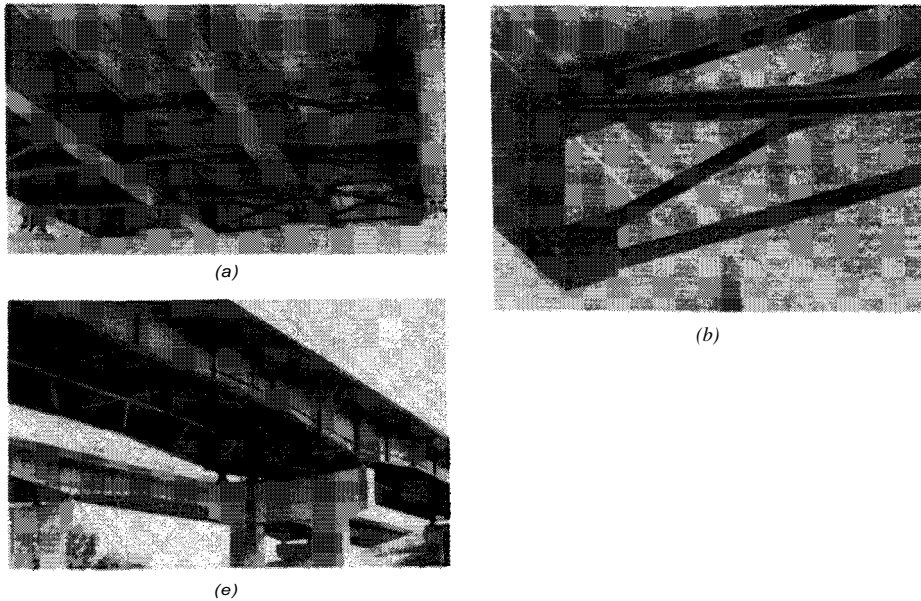


Figura 10-16 Contraventeo longitudinal y transversal. Nótese el uso de atiesadores verticales y longitudinales. El puente que está detrás en (e) es más viejo y usa construcción remachada, mientras que el puente que está en primer término está todo soldado. Las tres traves soportan una calzada de cuatro vías además de las banquetas y acotamientos en ambos puentes. (a) Contraventeo transversal. (b) Detalles de fabricación. Nótese que las placas del sujetador terminal están soldadas tanto al alma como al patín. En los puentes continuos estas placas proveen puntos de soporte para el patín. (e) Uso de contraventeo tanto transversal como longitudinal en la armadura. Nótese el atiesador longitudinal a lo largo del patín a compresión, donde hit_w resulta excesiva.

El AREA requiere lo siguiente:

1. Para vigas o traves menores de 42 pulg (1066 mm), se usarán diafragmas en forma de 1 (vigas transversales) con el mayor peralte que sea práctico, y usando conexiones a la viga de doble angular,
2. Para traves con un peralte mayor de 42 pulg y espaciadas a más de 48 pulg (1 220 mm) centro a centro, se usará un sistema de soporte lateral de marcos transversales en los que el ángulo de las diagonales con la vertical no es mayor de 60° .
3. La separación de los diafragmas o marcos transversales será
18 pies (5.5 m) para la construcción de puentes de tablero abierto
12 pies (3.65 m) para puentes de tablero con balasto
4. Cuando el tablero con balasto se apoyo sobre vigas transversales sin largueros de piso (como en la figura 10-5), se ha de usar cuando menos una línea de diafragmas longitudinales, como se muestra en la figura 10-3d.
5. Se requieren cartelas para soportar el patín a compresión de las traves de puentes de paso a través. Estas cartelas (véase figura 10-17) se colocan generalmente en atiesadores intermedios seleccionados para la facilidad de fijación, y

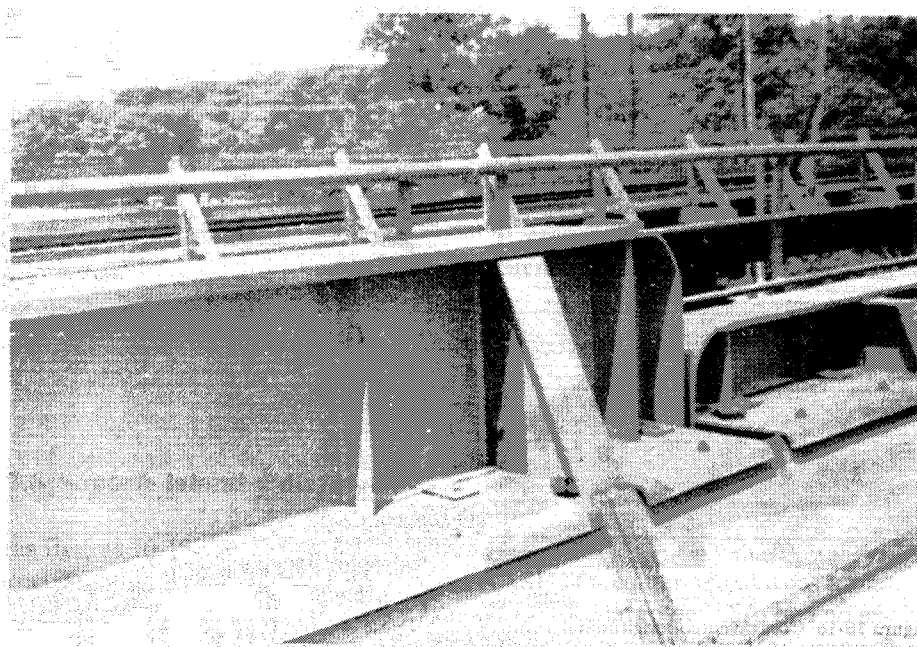


Figura 10-17 Soporte lateral del patín superior usando una placa de alma y una cartela, en el puente de ferrocarril de tablero con balasto y paso a través de este puente se muestra en la figura 10-4.

varían en pendiente de cerca de $3V:1H$ a pendientes un poco menores. El espaciamiento máximo se limita a 12 pies (3.66 m). Se puede diseñar como una columna para una fuerza axial basada en que su componente horizontal sea del $2\frac{1}{2}$ por ciento de la fuerza sobre el patín a compresión

$$P_{kb} = \frac{0.025f_b A_f}{H/V}$$

La aproximación de la fuerza axial usando el seno definido por H y V , más bien que la longitud actual es suficientemente exacta para el diseño.

Ejemplo 10-5 Diseñese una trabe soldada para un puente de ferrocarril de tablero con balasto y paso a través de una sola vía, para un claro de 27.5 m. Usese la Carga Cooper E-IIIO, acero A.36, electrodos E70 y las especificaciones del AREA. La configuración general del puente es como se muestra en la figura E10-Sa.

SOLUCION De la tabla 1-2, la carga viva de diseño para la mitad de la vía (una carga de riel por trabe) y ajustada para carga E-IIIO es:

$$M = 5339.1 \left(\frac{110}{80} \right) = 7341 \text{ pies. kips} \times 1.36 = 9984 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

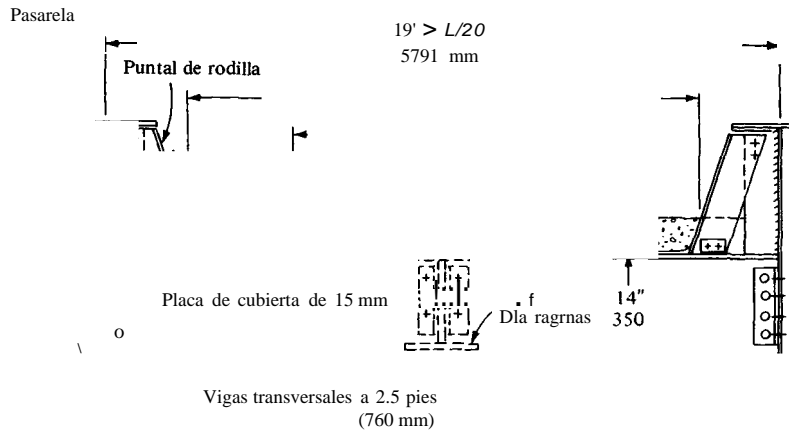


Figura EIO-Sa

El cortante es

$$V = 274.5 \left(\frac{110}{80} \right) = 377.4 \text{ kips} \times 4.45 = 1680 \text{ kN}$$

El factor de impacto (véase figura EIO-5a) se calcula, basándose en $L > 25$ como

$$I = \frac{30.5}{19} + 16 + \frac{27.5}{9} - 9 = 27.6 \quad \text{úsese 28 por ciento}$$

(Nótese que este factor de impacto no es el mismo que se usa en el ejemplo 4-15.) El momento de diseño

$$M_d = 9984(1.28) = 12\,779.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El cortante de diseño

$$V_d = 1680(1.28) = 2150.4 \text{ kN}$$

No se tendrá en cuenta la carga viva en la banqueta para peatones y de servicio. Haciendo esta suposición, la estimación de la carga muerta será

Peso de la trabe (incluyendo los atiesadores y la soldadura)	10.0 kN
Balastro, incluyendo durmientes con un peralte de 350 mm	
y un ancho efectivo reducido: $120(9.807/62.4)(0.350)(4.4212)$	14.6 kN
Tablero de acero y vigas transversales y un factor de 1.10	
Del ejemplo 4-15, la viga es una W760 x 160.7/1.58	
Tablero: $0.015(77.0)(6.49)(1.10)12.0$	4.1 nK
Vigas transversales: $37(1.58)(5.79)/(27.5 \times 2)$	6.2 kN
Vía a 200 lb/pie: 0.200×14.59 (Especificaciones del AREA) =	2.9 kN
Banqueta: estimado, 300 lb/pie = 0.300×14.59	4.4 kN
Total	= 42.2 kN

Nótese que se ha efectuado cierta aproximación en el tablero de acero para formar la depresión para el balasto y tener una longitud efectiva de 6.49 m. Nótese también que se aplica un factor estimado en 10 por ciento para tener en cuenta otras incertidumbres. El momento por carga muerta es

$$M = \frac{wL^2}{8} = \frac{42.2(27.5)^2}{8} = 3990 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El cortante de carga muerta (en reacción) es

$$V = \frac{wL}{2} = \frac{40.2(27.5)}{2} = 553 \text{ kN}$$

El momento total de diseño es

$$M_{diseño} = M_L + M_{muerta} = 12\,780 + 3990 = 16\,770 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{diseño} = V_L + V_{muerta} = 2150.4 + 580 = 2730.4 \text{ kN}$$

Paso No 1 Encuéntrense las proporciones de la trabe.

Tómese $h \simeq 2\,134 - 2(50) \simeq 2\,034 \text{ mm}$. Además, el alma debe tener cuando menos

$$t_w \simeq \frac{V}{hF_y} \simeq \frac{2730.4}{2.034(0.35 \times 250)} = 15.3 \text{ mm}$$

El cortante máximo es en la reacción, pero con una carga móvil que es causa de los mayores efectos (con impacto), no cambiará mucho en cierta distancia a lo largo de la trabe, de manera que se tomará $t_w = 16 \text{ mm}$.

$$\frac{h}{t_w} \simeq \frac{2034}{16} = 127 \ll 170 \quad \text{Correcta}$$

El área tentativa del alma

$$A_w = 0.016(2034) = 32.54 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Usando la ecuación (10-2), se encuentra el área tentativa del patín como

$$A_f = \frac{16\,580}{2034 \times 0.5F_y} - \frac{32.54}{6} = 65.21 - 5.42 = 59.79 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Pruébense dos placas de patín de 70 x 815 mm (t está disponible solamente en incrementos de 10 mm):

$$h = 2134 - 2(70) = 1994 \text{ mm}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{815}{2 \times 70} = 5.82 \ll \frac{190}{\sqrt{F_y}} \quad \text{Correcta}$$

$$\frac{h}{t_f} = \frac{1994}{16} = 125 \ll 170$$

Paso No 2. Calcúlese el momento de inercia de la trabe y determínese el esfuerzo real de flexión, f_b' de manera que se pueda verificar $f_b' \leq F_b$.

$$\begin{aligned} I_x &= I_{\text{alma}} + 2A_f d^2 + \frac{b_f t_f^3}{12} \\ &= \frac{10^6(0.016)(1.994)^3}{12} + 2(0.070 \times 0.815)\left(997 + \frac{70}{2}\right)^2 + \frac{815(0.070)^3 10^3}{12} \\ &= 10\,571 + 121\,510 + 24 = 132\,114 \times 10^{-6} \text{ m}^4 \end{aligned}$$

El módulo de sección es

$$S_x = \frac{I_x}{d/2} = \frac{132\,114}{1067} = 123.81 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

El máximo esfuerzo de flexión correspondiente es

$$f_b = \frac{M}{S_x} = \frac{16\,770}{123.81} = 135.4 \text{ MPa} < 137.5 \quad (\text{Correcta hasta ahora})$$

Paso No 3. Compruébese el peso de la trabe.

$$A_{\text{total}} = 2(0.070)(0.815) + 0.016(1.994) = 0.1460 \text{ m}^2$$

$$W_t/m = 77(0.1460) = 11.2 \text{ kN/m}$$

Pruébese una placa de alma de 16 x 1 994 mm y dos placas de patín de 70 x 815 mm.

$$I_x = 132\,114 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$S_x = 123.81 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

Paso No 4. Calcúlese el esfuerzo permisible de flexión, F_b .

El patín a compresión estará soportado lateralmente con carteles, como se ve en la figura 10-17, en cada cuarta viga transversal que soporta el tablero. Estos intervalos son aproximadamente $4(0.76) = 3.04 \text{ m} < 3.66$ (máximo según el AREA). El radio de giro del patín a compresión es

$$r_T = \sqrt{\frac{I_T}{A}} = \sqrt{\frac{I_T}{A_f + A_{w/6}}}$$

$$\text{Area del patín} = 0.070 \times 0.815 = 0.05705 \text{ m}^2$$

$$\frac{A_w}{6} = \frac{1.994}{6} \times \frac{0.016}{6} = 0.0052 \text{ m}^2 \quad \text{total} = 0.06237 \text{ m}^2$$

$$I_1 = \frac{bt_f^3}{12} = \frac{0.070}{12} \times \frac{0.815^3}{12} = 0.003158 \text{ m}^4$$

$$r_T = \left(\frac{0.003158}{0.06237} \right)^{1/2} = 0.225 \text{ m} = 225 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{r_T} = \frac{3.04 \times 10^3}{225} = 13.5 < \frac{282}{\sqrt{F_y}}$$

El esfuerzo permisible de flexión es

$$F_b = 0.55 F_y \left[1.0 - \frac{F_y}{12.5 \times 10^6} \left(\frac{L}{r_T} \right)^2 \right] = 137.0 \text{ MPa} > 135.4 \quad \text{Correcta}$$

Paso No 5. Diseño de los atiesadores de apoyo.

Se doblará el patín superior alrededor del extremo de la trabe para proporcionar resistencia adicional del campo de tensión en el poste terminal, como se muestra en ambas figuras IQ-Ic y 10-5. El atiesador será como el de la figura E10-5b.

$$\frac{b}{t_s} \leq \frac{190}{\sqrt{F_y}} \quad b = \frac{815 - 16}{2} = 399.5 \text{ mm}$$

Reordenando, $t_s = 399.5 \sqrt{F_y} / 190 = 32.2$; use 35 mm.

$$A_{sl} = 2(0.3995)(0.035) + 0.192(0.016) \\ = 0.0310 \text{ m}^2$$

El momento de inercia del atiesador es

$$I_{sl} = \frac{bt_s^3}{12} = \frac{0.035(0.815)^3}{12} = 0.00158 \text{ m}^4$$

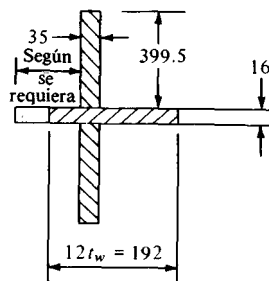


Figura E10-5b

El radio de giro es

$$r = \left(\frac{0.00158}{0.0310} \right)^{1/2} = 0.2257 \text{ m} = 226 \text{ mm}$$

$$\frac{L'}{r} = \frac{0.75(1994)}{226} = 662$$

El esfuerzo permisible como columna para esta L/r es

$$F_a = 0.60F_y - \left(\frac{F_y}{316} \right)^{1.5} \frac{KL}{r} = 145.3 \text{ MPa} > 0.55F_y$$

La carga permisible como columna es

$$P_{\text{col}} = 0.55F_y(31.0 \times 10^{-3} \text{ m}^2) = 4262 \text{ kN} \gg 2730.4 \quad \text{Correcta}$$

Verifíquese también el atiesador de apoyo, para el "aplastamiento", y súpongase un filete de soldadura de 6 mm para la reducción de área.

$$A_{\text{brs}} = (2)35(0.3995 - 0.006) = 27.55 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$P_{\text{brs}} = 27.55(0.83 \times 250) = 5717 \text{ kN} \gg 2730.4 \quad \text{Correcta}$$

Paso No 6. Diseñense los atiesadores intermedios (tanto la sección como el espaciamiento).

La distancia libre a se limita a

$$a = \frac{0.872t_w}{V} \leq 1.828 \text{ m (el ASEA limita la separación a 72 pulg)}$$

En el atiesador de apoyo

$$J = \frac{V}{ht} = \frac{2730.4}{1994(0.016)} = 85.6 \text{ MPa} < 0.35F_y \quad \text{Correcta}$$

Este valor de J resulta en una separación permisible de

$$a = \frac{0.872(16)}{85.6} = 1.51 \text{ m} < 1.828 \quad \text{Correcta}$$

Se puede hacer una de dos cosas:

1. Colóquense todos los atiesadores con aproximadamente esta separación (pero de tal manera que resulten distancias en números enteros).
2. Usese esta separación para cada uno de los extremos del puente y una separación mayor para el interior, ya que la carga viva (sin impacto) es de 701 kN (tabla 1-2). Similarmente, el cortante por carga muerta es solamente 1/2 del valor en el extremo.

Investíguese ahora la separación para la mitad central aproximada del claro:

$$\begin{aligned}\text{Carga viva} &= 764 \times 1.28 = 1234 \text{ kN} \\ \text{Carga muerta} &= 580/2 = \underline{290 \text{ kN}} \\ \text{Total} &= 1524 \text{ kN}\end{aligned}$$

y

$$f_v = \frac{1524}{1994(0.016)} = 47.8 \text{ MPa}$$

$$a = \frac{.872(16)}{\sqrt{47.8}} = 2.01 \text{ m} > 1.828 \text{ máximo}$$

Se usará la separación como se muestra en la figura E10-5c.

Usese un par de placas atiesadoras para cada atiesador intermedio.

$$b_s \geq 50 + \frac{D}{30} = 50 + \frac{2134}{30} = 121 \text{ mm} \quad \text{úsese } b_s = 125 \text{ mm}$$

$$t_s \geq \frac{b_s}{16} = \frac{125}{16} = 7.8 \text{ úsese } t_s = 8.5 \text{ mm (Espesor mínimo según el AREA)}$$

Paso No 7. Diseño de la soldadura entre el patín y el alma.

Las especificaciones del AREA permiten o bien soldaduras de ranura de penetración completa o si no soldaduras de filete; cualesquiera de las dos debe ser continua. Se usarán arbitrariamente soldaduras de ranura de penetración completa. Para este tipo de soldadura solamente se tendrá que comprobar el cortante producido y compararlo con el valor máximo permisible para electrodos E70.

$$\begin{aligned}Q &= A\bar{y} = 0.070(0.815)(997 + \frac{70}{2}) \\ &= 58.88 \times 10^{-3} \text{ m}^3 \\ v &= \frac{VQ}{I} = \frac{2730.4(58.88 \times 10^{-3})}{0.132114} = 1216.6 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

67 X 840

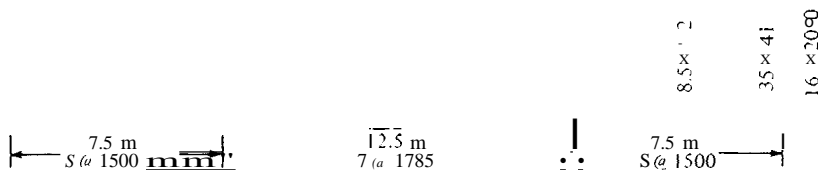


Figura E10-5c

La resistencia a cortante se limita a

$$F_v = 0.35 F_y A_{\text{shear}} = 0.35(250)(0.016)(1 \text{ m}) \times 10^3 \\ = 1400 \text{ kN/m} > 1216.6 \quad \text{Correcta}$$

Paso No 8. Compruébese la deflexión.

Suponiendo que el momento por carga viva se debe a una carga equivalente uniforme, se obtiene

$$w_L = \frac{8M}{L^2}$$

Y la carga total uniforme equivalente, w_3' es

$$w_e = w_D + w_L = 42.2 + \frac{8(12\,780)}{27.5^2} = 177.3 \text{ kN/m}$$

La deflexión es aproximadamente

$$\Delta = \frac{5wL^4}{384EI} = \frac{5(0.1773)(27.5)^4}{384(200\,000)(0.132114)} = 0.04996 \text{ m (sea 50 mm)}$$

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{27.5(1000)}{640} = 43 \text{ mm} \cong 50 \text{ mm} \quad (\text{considérese correcta})$$

Paso No 9. Diseño de la cartela del patín superior.

Se colocará arbitrariamente una cartela en cada cuarta viga de piso, con una separación de $4(0.76) = 3.04 \text{ m}$. Cuando coincida, o esté "bastante cerca" de un atiesador, se aumentará el espesor del atiesador de 8.5 mm a 12 mm. Para cualquier placa aislada de soporte lateral, se usará una placa de 12 mm. Se soldará en el taller la placa de cartela o el atiesador al alma de la trabe y al patín a compresión como se muestra en la figura EIO-5d. Se soldará en el campo la parte inferior de la placa atiesadora con la viga transversal. Se soldará en el taller el angular de la cartela y se punzonarán los huecos para tres tornillos de alta resistencia de 22 mm, en cada extremo. Tómese la componente horizontal de la fuerza del atiesador

$$F_h = 0.025 f_b A_i = 0.025(135.4)(0.070 \times 815) = 193 \text{ kN}$$

$$P_{kb} = 1220 / \left(\frac{193}{(3)(1220)} \right) = 579 \text{ kN}$$

El número de tornillos A-325 de 22 mm a doble cortante requeridos para la componente horizontal de la fuerza del atiesador, para fijar este último a la viga de piso es igual a

$$N = \frac{193}{(0.7854 \times 0.022^{27})(138 \times 10^3)(2)} = 1.83$$

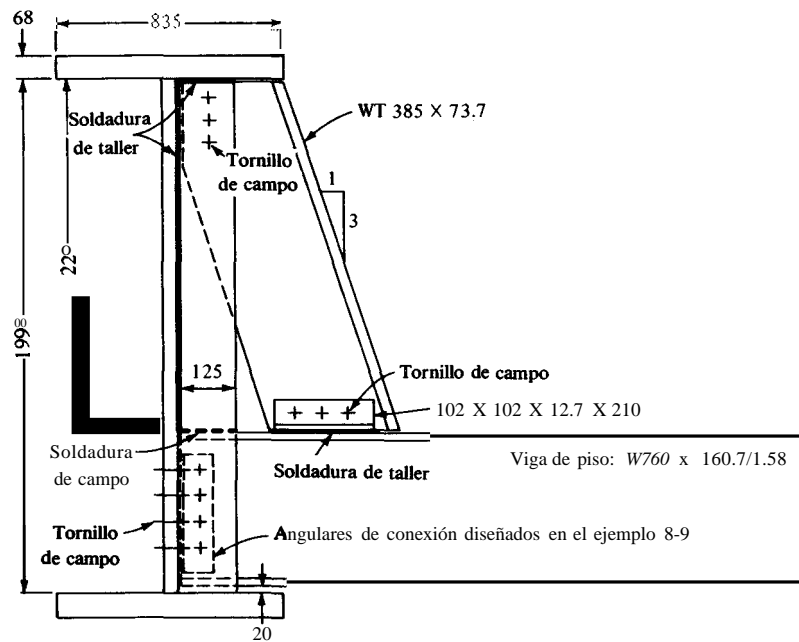


Figura Elo-Sd

Se usarán tres sujetadores (Mínimo del AREA para los sujetadores en una conexión). Pruébese para el atiesador una WT 385 x 73.7

$$A = 9.39 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \quad d = 17.02 \text{ mm}$$

$$d = 376.6 \text{ mm} \quad t_w = 13.21 \text{ mm}$$

$$r_x = 119.95 \text{ mm} \quad r_y = 53.34 \text{ mm}$$

$$L = [1.220^2 + (1.220/3)2]^{1/2} = 1.286 \text{ m}$$

$$L f_r = 1286/53.34 = 24.1 > \frac{282}{\sqrt{F_y}}$$

$$F_a = 0.60(250) - \left(\frac{250}{316}\right)^{1.5} (24.1) = 133 \text{ MPa}$$

$$P_a = A F_a = 9.39 \times 133 = 1249 \text{ kN} \gg 579 \quad \text{Correcta}$$

La relación *bit* del patín es satisfactoria. La relación *bit* del alma dista bastante del valor permisible de *16t*; sin embargo, el AREA lo permite si el área reducida es adecuada para la carga. En este caso se puede desechar la mayor parte del alma de la WT y todavía tener suficiente área para soportar la fuerza del atiesador.

Paso No 10. Comprobación del soporte lateral.

La fuerza lateral/longitud del puente se basa en los requerimientos del AREA, dados en la sección 1-9.

$$\begin{aligned} \text{Viento sobre la trabe: } 1.5(0.030 \text{ kips/pulg}^2)(47.88) \\ (2.134 \text{ m peralte}) = 4.6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Viento sobre el tren: } 0.300 \text{ kips/pie lin (14.59)} &= 4.4 \text{ kN/m} \\ \text{Total} &= 9.0 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Se aplica en cada punto crítico una fuerza concentrada adicional de un cuarto de la carga más pesada en los ejes; esto da una fuerza de

$$110(4.45)(0.25) = 122.4 \text{ kN}$$

El AREA permite que esta carga lateral la soporten las vigas de piso (como en la figura 10-4d). Se puede añadir arbitrariamente un sistema de soporte transversal en el plano de los patines inferiores. Si se usa un sistema de soporte transversal y seis paneles a $S = 27.5/6 = 4.58 \text{ m}$, las cargas del panel son:

$$\text{Panel extremo: } 122.4 + \frac{9(4.58)}{2} = 143.01 \text{ kN}$$

$$\text{Paneles interiores: } 122.4 + 9.0(4.58) = 163.6 \text{ kN}$$

El diseño de los miembros del soporte lateral no se hará en este lugar, ya que es sencillamente un problema de encontrar la carga axial correspondiente y seleccionar un miembro a compresión apropiado (probablemente un angular) para soportar la carga. ///

PROBLEMAS

10-1 Diseñense las cubreplacas para una sección laminada en un claro de 48 pies, que soporta una sola carga concentrada de 225 kips. Límitese la deflexión a $L/360$. Considérense cubreplacas tanto de longitud total como parcial. Supóngase apoyo lateral en los extremos y en la carga concentrada. Usese acero A-36, electrodos E70, las especificaciones del AISC y límitese el peralte a 36 pulg.

Respuesta: Pruébese una W30 x 21 y cubreplacas de 1.25 x 24 pulg.

10-2 Diseñense las cubreplacas para una sección laminada en un claro de 15.2 m, que soporta una sola carga concentrada de 998 kN. Límitese la deflexión a $L/360$. Considérense cubreplacas tanto de longitud total como parcial. Supóngase soporte lateral en los extremos y en la carga concentrada. Usese acero A-36, electrodos E70 (480 MPa) las especificaciones del AISC, límitese el peralte a 900 mm.

Respuesta: Pruébese una W760 x 314, y cubreplacas de 36 x 600 mm.

10-3 ¿Cuál será la capacidad máxima a momento flector de una W36 x 194 con un C15 x 40 soldado al patin superior para formar una trabe armada para la viga carril de una grúa, como se ve en la figura

PIO-3? El claro es de 32 pies sin apoyo lateral excepto en los extremos de la trabe. Usense las especificaciones de la AISC, acero A-36, y electrodos E60.

Respuesta: 1 492 pies· kips.

10-4 ¿Cuál será la capacidad máxima a momento flector de una W920 x 270.8 con un C380 x 50.45 soldado al patin superior para formar una trabe armada para la viga carril de una grúa, como se ve en la figura PIO-3? El claro es de 9.75 m, con apoyo lateral solamente en los extremos de la trabe. Usense las especificaciones de AISCM acero A-36, y electrodos E60 (480 MPa).

Respuesta: 1 638 kN · m.

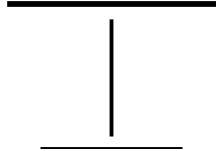


Figura PIO-3

10-5 Diseñese la soldadura entre la canal y la viga para la trabe del problema 10-3.

10-6 Diseñese la soldadura entre la canal y la viga para la trabe del problema 10-4.

Las vigas armadas que aparecen a continuación se han de diseñar en su totalidad, usando la longitud o longitudes que asigne el instructor. Se puede trabajar en grupos usando una longitud por grupo (y otros datos), o cada persona puede tener distintos datos de diseño para la longitud, peralte y carga. Hay que tener cuidado de revisar la siguiente lista de conceptos del diseño: (1) diagramas de cortante y momento; (2) espesor del alma; (3) proporciones de los patines; (4) momentos de inercia yfb ; (5) F_b permisible y la reproporción según se requiera; (6) atiesadores de apoyo; (7) atiesadores intermedios; (8) soldadura del patín al alma; (9) soldaduras de los atiesadores al alma; (10) revisión de la deflexión.

10.7 Diseñese una viga armada soldada, con un claro de _____ pies, que soporte cargas como se muestran en la figura Plo-7. Tómese $P = 175$ a 250 kips, $L = 40$ a 60 pies, $D = 60$ a 96 pulg. según se asignen. Usese acero A-36, electrodos E70, y las especificaciones del AISC. Supóngase apoyo lateral en los extremos y en los puntos de carga. (Nota: Si no se asignaran datos específicos, tómese $p = 215$ kips, $L = 54$ pies, y $D = 80$ pulg).

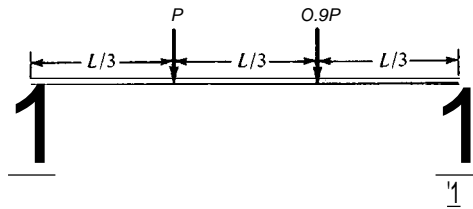


Figura Plo-7

10.8 Diseñese una viga armada soldada, con un claro de _____ m. que soporte cargas como se muestran en la figura PIO-7. Tómese $P = 780$ a 120 kN, $L = 12$ a 18 m, y $D = 1.52$ a 2.40 m, según se asignen. Usese acero A-36, electrodos E70, y las especificaciones del AISC. Supóngase apoyo lateral en los extremos y en los puntos de carga. (Nota: Si no se asignaran datos específicos, tómese $P = 950$ kN, $L =$ m, y $D = 2.14$ m).

10-9 Diseñese una viga armada soldada para una trabe carril de grúa, con las condiciones que se muestran en la figura PIO-9 (las cargas máximas en una trabe). Usese las especificaciones del AISC, acero A-36, y electrodos E70. Límitese el peralte de la trabe a 84 pulg. Sólo habrá apoyos laterales en los extremos de la trabe. Usese $W/4 = 25$ kips, $P/2 = 200$ kips, $L = 80$ pies, y $S = 15$ pies.

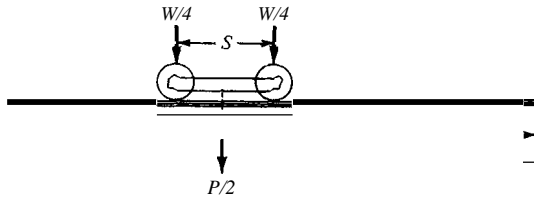


Figura P10-9

10-10 Diseñese una trabe carril armada soldada, con las condiciones que se muestran en la figura FIG-9 (las cargas máximas en una trabe). Usese las especificaciones del AISC, acero A-36, y electrodos E70 (480 MPa). Límitese el peralte de la trabe a 2.15 m. Usese $W/4 = 110$ kN. $P/2 = 950$ kN, $L = 26.2$ m, y $S = 4.6$ m.

10-11 Diseñese una trabe armada soldada para un puente de ferrocarril de tablero superior abierto, con una sola vía. Supóngase que cada vía contribuye con una carga de 0.25 kips/pie, incluyendo rieles, durmientes, etc. Diseñese para las cargas Cooper E-80 o E-IIO, y claros de 40 a 110 pies, según se asignen. Usese acero A-36, electrodos E70, y las especificaciones del AREA. Límitese el peralte total de la trabe a $L/10 \geq D \geq L/15$, pero nunca menor de 4 pies ni mayor de 8 pies. Tómese la separación de las trabes como $S \geq L/15$. Diseñese el soporte contra el desplazamiento lateral y/o los diafragmas además del alma, patines, atiesadores, y soldaduras. (Nota: Si no se asignaran datos específicos al problema, usese la carga Cooper E-IIO, $L = 90$ pies, $D = 96$ pulg, $YS = 6.5$ pies).

10-12 Diseñese una trabe armada soldada para un puente de ferrocarril de tablero superior abierto con una sola vía. Supóngase que la vía contribuye con una carga de 3.65 kN/m, incluyendo rieles, durmientes, etc. Diseñese para las cargas Cooper E-80 o E-IIO, y claros de 14 a 34 m, según se asignen. Usese los datos del Problema 10-11 para obtener S y el peralte D , pero se limitará D a un valor entre 1.22 y 2.45 m. Si no se le asignaran datos específicos al problema, se usará la carga Cooper E-80, $L = 23$ m, $D = 2.3$ m, y $S = 1.6$ m.

APENDICE

SELECCION DE PROGRAMAS DE COMPUTADORAS

A-1 PROGRAMA PARA EL ANALISIS DE UN MARCO

Este programa de computadora analizará cualquier marco plano. El marco puede ser rígido, articulado, o una combinación. Debe tener un módulo de elasticidad constantes, E . El programa no tiene en cuenta los asentamientos en los apoyos. Se pueden considerar dichos asentamientos en los apoyos alimentando manualmente el equivalente en términos de momentos en extremos fijos y de los cortantes resultantes. Se debe consultar el capítulo 2, para la codificación típica de los varios tipos de problemas que puede analizar este programa.

En general, el usuario debe colocar un nudo donde se desee que haya deflexiones a lo largo del claro de la viga y bajo las cargas concentradas, particularmente si hay más de dos cargas concentradas sobre el miembro. El **programa** calcula los momentos en extremos fijos para una carga uniforme sobre la viga (con orientación desde la posición horizontal hasta la posición vertical) Calcula también los momentos en extremos fijos para hasta dos cargas concentradas en el claro. Permite también alimentar los cortantes de las columnas (cargas de fuera del plano de la columna, como cuando son rígidas en una dirección y simplemente apoyadas en la otra). Se pueden usar estos valores de-cortante para reducir la carga de la columna debido a reducciones en la carga viva, por medio de valores y signos apropiados.

Se requieren los pasos siguientes para operar el programa, con terminología que se ajuste al listado del programa de la computadora.

1. Codifíquese la estructura según sea marco rígido, armadura o una combinación. Téngase en cualquier tipo de articulaciones, como en el capítulo 2.
2. Determínese el NP. El programa de la computadora calcula $NPP1 = NP + 1$.
3. Determínese el número de miembros, NM.
4. Determínese el número de condiciones de carga, NLC.
5. Determínese el NLC que primero utilice el viento como NLW.
6. Determínese el NLC que usa $D + L$, que después se ha de combinar con el viento ($D + L + W$). Se le llamará NLC = IDLPL. Cuando aparece este NLC, las fuerzas $D + L$ del miembro se almacenan en el archivo de disco para llamarla con cada subsecuente NLC que use viento.
7. Determínese el NLC que tenga viento en cualesquiera vigas o columnas. Llámesele NLC = IWINBE. Esto será generalmente lo mismo que NLW. Cuando aparezca NLC = IWINBE, se llama el $D + L$ en el disco y se suma a los valores comunes que deben solamente ser los del viento.
8. Hállese el NBAND, usando el método cuyo esquema aparece en el texto.
9. Asegúrese que el ISTIFF tiene dimensión mayor o cuando menos iguales que el NBAND x NP.

Entrada

1. Perfórese las tarjetas para las líneas 4, 8 Y 10 del listado de la computadora.
2. Perfórese las tarjetas de datos de los miembros de acuerdo con el FORMAT de la línea 31. FORMAT(714, 4GIOA, 12)

El formato G permite usar, o bien FIOA o bien xxxE-3 o xxxE-6 para los problemas con SI.

NPE(7) usa el formato 12 y va en la columna 70.

Usese NPE(7) = 1 para todos los miembros sin cargas transversales.

Para cualesquiera miembros con cargas transversales:

NPE(7) = 0 para cargas normales de gravedad en las vigas.

NPE(7) = - 1 para cargas de viento sobre las vigas, o para cargas transversales sobre columnas verticales.

Si $NPE(7) \leq 0$, es necesario poner a continuación de la tarjeta de datos del miembro las tarjetas NLC perforadas según el FORMAT en la línea 51, donde w = carga uniforme sobre el miembro (kips/pie o kN/m), dirección de la gravedad = (+) PI, P2 = máximo de 2 cargas concentradas sobre el miembro; se usará (+) = dirección de la gravedad.

X1, X2 = distancia horizontal desde el extremo de origen del miembro de PI y P2, en pies o m

VI, V2 = cortantes en las columnas procedentes de direcciones alternas para un marco espacial, VI = cortante del lado más cercano; úsese kips o kN y los mismos signos que en PI, P2

3. Póngase una tarjeta en blanco al final de los datos de los miembros.
4. Si hubieran algunas fuerzas concentradas en los nudos (única carga para una armadura articulada), pásese al DO 991 en la línea 222, la que requiere tarjetas NNZP en el siguiente orden:

MI = valor NP de la entrada

PR(MI,L), L = I,NLC Esto alimenta las fuerzas nodales NLC para NP
 = MI Y condiciones NLC usando el formato
 SFIO.4. Nótese que esto requiere cuando menos
 dos tarjetas para cada NNZP.

5. Añádase las tarjetas personales de control.

Nótese que se pueden leer (pero no se recomienda hacerlo) momentos nodales en el paso 4 que aparece más arriba. Si se leyera los momentos nodales, habrá que corregir los momentos en la salida en forma manual para obtener el momento final de diseño como

$$F_{\text{final}} = F_{\text{salida}} + M_{\text{lectura}}$$

prestando cuidadosa atención a los signos. Los signos de la salida se interpretarán usando la figura 2-6. Cuando el programa calcule los momentos de extremos fijos, la salida queda automáticamente corregida para los MEF, para obtener los valores de diseño. Las fuerzas en los miembros no tienen que corregirse para ninguna fuerza en los nudos en lecturas que no sean la de los momentos.

Salida

Si las unidades de entrada son como las identificadas aquí, la salida será

X = desplazamientos = pulg, mm, orad
 F = fuerzas en los miembros
 Miembros de la armadura: kips o kN
 Miembros de las vigas: kips o kN para la
 fuerza axial
 pies . lb o kN . m
 para los momentos

Identificación de las variables del programa

ZZZ cualesquiera datos alfanuméricos que no usen más de 80 columnas.
 Se recomienda usar el propio nombre, número del problema o ambos.

UNIT1, UNIT2, UNIT3, UNIT4 identificación de las unidades para problemas
 con pie lb seg y SI

UNIT1 FT o M (se empieza en la columna 1 de la tarjeta)

UNIT4 IN o MM (se empieza en la columna 5)

UNIT2 K-IN o K-MM (se empieza en la columna 11 -unidad usada para la matriz P)

UNIT3 K-FT o KN . M (se empieza en la columna 21)

NP número de valores de P codificados = 2 x número de nudos - número de reacciones

NM número de miembros (NM = NP para armaduras determinadas)

NLC número de condiciones de carga

LISTB	I para listar la matriz en banda (parte la matriz ASAT total usada para encontrar los valores de X)
NLW	primera condición de carga con viento
NNZP	número de entradas en la matriz P que no son iguales a cero, que se han de leer separadamente
IMET	O para problemas con pie lb seg = I para problemas con SI
ITRUSS	I para todos los miembros de armaduras; = O si están presentes algunas vigas como miembros
ISTIFF	matriz en banda, y sus dimensiones serán cuando menos NP x NBAND
NBAND	ancho de banda usado. ¿Hay alguna diferencia entre el mayor y menor NP en los extremos de cualquier miembro? El valor puede ser mayor de lo necesario pero no mayor que NP. Si el valor es sólo uno o dos números más pequeño, tiene tendencia a dar a veces respuestas casi correctas - otras veces da un mensaje de error (por "overflow")
IDLPL	NLC con $D + L$ que se guarda en el archivo de disco para añadirlo al NLC del viento
IWINBE	NLC que usa el $D + L$ del archivo de disco junto con las fuerzas corrientes
IWRITX	I para escribir la matriz X (deflexión)
IWRITX	O para obtener una salida con pocos miembros
E	I para obtener una salida cuando se usa un gran número de NLC
MEMNO	módulo de elasticidad, kips/pulg- o MPa
NPE(I)	número de miembro asignado al elemento durante la codificación
H	valores NP para el elemento: la armadura los tiene del I hasta el 4: la viga del I hasta 6
V	distancia horizontal hasta el extremo más distante del miembro, incluyendo el signo, en pies o m
A	distancia vertical hasta el extremo más distante del miembro, incluyendo el signo, en pies o m
XI	área de la sección transversal del miembro, pulg-o m ²
NPE(7)	momento de inercia del miembro, pulg' o nr' (no se necesita en los miembros de las armaduras)
MI	interruptor de control para miembros con cargas transversales
PR(I)	O para miembros con cargas transversales
	I para miembros sin cargas transversales (véase también las tarjetas COMMENT en el programa de la computadora)
	*
	valor NP de la entrada de la matriz P , donde se halla localizada una carga concentrada (o momento)
	valor de la entrada correspondiente de la matriz P . Estas dos tarjetas se encuentran en un lazo DO, de manera que se usarán tantos pares como NNZP.

- Asegúrese de introducir una tarjeta en blanco al final de los datos de los miembros

```

PROGRAM JE81INPUT.OUTPUT.TAPE1.INPUT.TAPE3.OUTPUT.TAPE51
C     J.E.80WLES.....STIFFNESS.METHOD.FOR.SOLVING.FRAMES.AND.TRUSSES ---MODEL 4
C     eODE STRueTURE WITH ALL REACTIONS OF IERO DISPLACENENT AS NPPI
C     INP + 11. FOR MEMBERS WITH MORE THAN 2 eONC. LOADS SU8DIVIDE INTO
C     ADDITIONAL MEMBERS WITH NODES AT THE CONC. LOaDS. PUT NODES AT POINTS
C     eRITICAL DEFLECTION so DEFLECTIONS IXIII'SI ARE DIRECTLY OBTAINED.
C     .....
C     IWINBE • COUNTER TO ADD WIND LOAD OF BEAM TYPE ANALYSIS TO O + L
C     IOLPL • COUNTER FOR OEO + LIVE LOAD NLC
C
C     UNIT1 • K OR KN --- UNIT2 • IN-K OR KN-MM --- UNIT3 • FT-K OR KN-M
C     UNIT4 • IN OR MM -- --- NOTE CAREFULLY UNITS OF UNITIII FOR INPUT/OUTPUT
C
C     NP • NO OF NP IN COOING--NM • NO OF MEMBERS IN STRUCTURE--NLC • NO OF LOAD
C     CONDITON5--LISTB. 1 TO LIST RAND MATRIX IUSUALLY USE OI---NLW • LOAD CONO
C     WHERE WIND STARTS--NN7P • NO OF NON-IERO P-"ATRIX ENTRIES TO READ (READ ONLY
C     CONC LOA051---IMET • 1 FOR METRIC PR08---ITRUSS • 1 FOR ALL TRUSS MEMBERS
C     t5TH. NO OF STIFF ENTRIES (NP*NBAND)---NBAND • 8ANO WIOTH---IOLPL. LOAD
C     CONO OF OEO + LIVE ONLY TO HOLD TO COM8INE WITH WINO---IWINBE • NO OF
C     LOAD CONDITON FOR WHICH O + L EFFECTS ARE AOEO TO OBTAIN OESIGN VALUES
C
C     IWRITX • 1 TO WRITE X-MATRIX
C     IWRITP • 1 TO WRITE BAR FORCE MATRIX WHEN NLC • 1
C     • 0 TO WRITE MAX AND MIN BAR FORCES WHEN NLC • LARGE
C     C I T O WRITE BAR force MATRIX WHEN NLC • LARGE
C
C     DIMENSION NPE(7),EA(6,3),ZZZ(20),ES(3,3),ESAT(3,6),EASAT(6,6) ,
C     1 F(3),FU(10),FMI(99),FM2(99),FFU(2,4)
C     DIMENSION PII15,Z4I,TFII15,Z4I,PRII15I,STIFFI1500I,PNAXII15I
C     1,PMIN(115)
C
C     DATA FFU/IZ.,1000.,I••1000.,I••1000000.,IZ.,I.1
C
C     Z REAOII,IOOOIII,UNIT1,UNIT4,UNITZ,UNIT3 READ CARD
C
C     1000 FORMAT(20A4,/,A2,2X,A2,4X,4(A4,6X))
C     IFIEOF(1))750,3
C     3 WRITE 13,20001 ///
C     Z000 FOR"ATIT,II.IX,ZOA411)
C
C     REAOII,IOOIINP,NN,NLC,LISTB,NLW,NNIP,INET,ITRUSS,ISTIFF,MBAMD. READ CARD
C     ItDLPL,IWINBE,IWRITX,IWRITP
C
C     1001 FORMAT(16I5)
C
C     ..... READ NODULUS OF ELASTICITY --KSI OR MPA
C     REAOII,IOOZIE
C
C     1002 FORMATIBFIO.4I
C
C     DEFINE U"IT CONVERSIO" FAeTORS .....
C     tuNIT • 1
C     IFINET.GT.OHUNIT • 2
C     DO 40 1.1,4
C     FUIII • FFUIIUNIT.II
C     40 eONTINUE
C
C     "PP1 • NP + 1
C     DO 10Z 1. I,ISTIFF
C     102 STIFF(1) • O.
C     DO 103 1. I,NPPI
C     00 103 J. I,NLC
C     IFII.EQ.IHPRIJI • 0.0
C     TFII,JI • O.

```

```

103 PCI,JI a O.
WRITE(3,2001)NP,NM,NLC,NLW,NNZP,IMET,ISTIFF,F,IWRITX,IWRITP,IOLPL,
IIVIM8E
2001 FORMAT(/, 5X,'STIFFNESS METHOD Of RIGIO FRAME ANO TRUSS ANALY
ISIS'.II,6X,'NO Of MP a ',I4,5X,'NO Of MEMBERS a ',I4,5X,'NO Of LOA
20 CONOIT a ',I4,/, 6X,'NO NLC TO WIND NLC a ',I4, 5X,'NO NON-IER
30 P a ',I4, 5X,'METRIC CI a METRIC) a ',I2,/,
4 6X,'NO ISTIFF IEROEO a ',I5,4X,'MOD ELASTICITY a ',f8.1,5X,'IWRIT
5X a ',I2,3X,'IWRITP a ',I2,/' 10X,
6 'NLC FOR O + L a ',I2,3X,'NLC FOR WIND ON BEAM a ',I2,/)
II a O
F a E+fUC2I
C
JJ a 1
C
C READ CARO
C REAO MEMBER DATA AT 1 CARD/MEMBER ANO FOLLOW WITH NLC CAROS Of
C LOAD DATA (SEE A8OUT 20 LINES FOLLOWING). REAO NPE(7) a 1 FOR ALL TRUSS
C OR OTHER MEMBERS WITH NO TRANSVERSE LOAO--NPEC71 a 0 FOR MEMBERS WITH
C TRANSVERSE GRAVITY LOAO--NPE(7) a -1 FOR MEMBERS WITH UNIFORM LOAD
e NORNAL TO MEMBER AXIS.
106 REAOC1.10071 NENNO,CNPECI),Ia1.6),H,V.A,XI,NPEC71
e
1007 FORNAT (7I4,4G10.4,I2)
C
H a H.fUC11
V a V*FU(1)
XL-SORTCH.H+V-VI
IFCNEMMO.GT.OIGO TO 108
XEOS-O.O
XSIM-O.O
GO TO 987
108 XCOS-H/XL
XSIN=V/XL
00 109 I - 1,MLe
fNICII - O.
109 FM2(I) a O.
e
IFCNPE(7).GT.OIGO TO 430
C
IfCJJ.GT.OIWRITEC3,2002)
2002 FORNATCIX, 'MEMNO', 4X, w', 6X,'P1', 7X,'P2',7X,'X1',7X,'X2',
1 7X,'V1',7X, 'V2',/)
JJ - O
e
e ONPUTE FEM FOR P-MATRIX FOR ALL LOAD eNOITIONS--NOTE UNIFORM WIND
e WIND LOAOS eANNOT BE OIRECTLY eONSINEO WITH UNIFORM GRAVITY BEAM LOAOS
e QUE TO HORIZ. eOMPONENT--SOLVE SEPARATELY ANO HAVE COMPUTER COMBINE
e RESULTS.
e
XZ - XI/fUC2I
00 988 I - 1,NLe
e
READC1,1008)MEMNO,W,P1,P2,X1,X2,V1,V2
e
1008 FORMAT(15,7F10.4)
WRITEC3,200.)MEMNO,W,P1,P2,X1,X2,V1,V2
200' FORMAT(15,7F9.3)
X1 - X1*FU(4)
X2 - X2*FU(4)
IFCABSCXeOS).LE--000001)GO TO 42
X1 - u/Xeos
X2 - U/Ileos
e FOR eONeENTRATEO GRAVITY LOAOS ON MEMBER
42 eONS a 12--FU(4)
XC - Xeos
IFCABSCXeOS).LT--000001)Xe - 1.
FG1 - C P1.X1.CXZ-X1)--2/XZ--2 + P2.X2.CXZ-X2)--2/XZ--2,.Xe
FG2 - CP1.CXZ-X1).X1--2/XZ--2 + P2.CXZ-X2).X2--2/XZ--2)*XC

```

```

      IFIL.GE.NLWIGO TO IIZ
C      8EAM WITH UNIFORM GRAVITY LOAD
110 8MW - W.XCOS.XZ**2/CONS
      FF"1 - 8MW + FGI
      FEM2 - -8MW - FGZ
      GO rn 115
C WINo OR OTHER LOAoS PERPENo. TO 8EAM ANoFOR + OR - W ON COLU"N--
IIZ 8MW - W.XZ**2/CONS
      FEM1 - 8MW + FGI
      FEM2 - -8MW - FGZ
C
115 FR1 - -IPI.IXZ-XII + PZ.IXZ-XZI + FEIII + fEIIIfXZ
      FR2 - -IPI.XI + P2*Y? - FEM2 - FEIIIIXZ
      XC - I
      IF(I.GE.NLW)XC - XCOS
      CON - 2**FUI4I
      C - -W.XZ.XCfCON + FR1
      B - -W.XZ.XCfCON + FR2
      IFIL.LT.NLWIGO TO 118
      XS - XSIN
      PINPEI11,11 - W.XZ.XSINfCON + PINPEIZI,II - FR1.XS
      PINPEI51,II - W.XZ.XSINfCON + PINPEI51,11 - FR2*XS
118 IF(IMFT.EQ.0)GO TO 119
      FEM1 - FEM1*FU(2)
      FEM2 - FEMZ.FUIZI
119 PINPEI31,II - C - VI + PINPEI31,11
      PINPEIb1,11 - 8 - V2 + PINPEIb1,11
      44 PINPEI11,II-+FEM1+PINPEI11,11
      PINPEI41,11-+FEMZ+PINPEI41,11
      FM11-11 - FEM1
      FM2111 - FEM2
988 CONTINUE
430 CONTINUE
C
C
987 WRITEI51IIEIINO,INPEIII,I-1,6I,H,V;A,XI,XL,XCOS,XSIN,fEII1111,fIIZIII,
      I1=1,NLCI
      IFIII.LE.O.IGO TO 556
C      .....
C      RE-ENTER HERE FOR COMPUTING MEMBER FORCES
C
555 REAOI5IMEIINO,INPEIII,I-1,6I,H,V,A,XI,XL,XCOS,XSIN,fEII111I,fIItII),I
      I-1,NLCI
556 IFIIIIEINO.GT.O.IGO TO 201
C
C      TRANSFER OF CONTROL oEPENoING ON ITRUSS ANO IIEINO - O
      IFIIIIEINO.EO.O.AND.ITRUSS.GT.O.ANo.II.GT.OIGO TO 188
      IFIL.GT.OIGO TO 728
      WRITEI3,Z006I
2006 FORMAT(//,2X,'MEMBER NP1 NP2 NP3 NP4 NP5 NPb',6X,'H',7X,'Y',7X,'A'
      1,10X,'I', 8X, 'L',bX,'COS', 4X,'SIN',10X,'FEIII',6X,'FEIIZ',/1
      REWIND 5
      OO 729 K=1,NM
      READI5IMEIINO,INPEIII,I-1,bI,H,V,A,XI,XL,XCOS,XSIN,FEII1,FEIIZ
      WRITEI3,Z007I MEIINO,INPEIII,I-1,6I,M,V,A,XI,XL,XCOS,XSIN,FE"1,FEIIZ
Z007 FORIATIIX ,2I5,5I4,2X, 2F9,2,2(1X,G9.3),F9,2,3X,2F8,5,2F10,2)
729 CONTINUE
      GO TO 728
201 IFINPEIbI.GT.OIGO TO 185
      IFIII.GT.O.AND.NPEIbI.EO.OIGO TO IB8
      EASATII,II - E.A.XCOS.XCOS/xL
      EASATII,ZI - E.A.XCOS.XSINfXL
      EASATII,3I - -EASATII,II
      EASATII,4I - -EASATII,2I
      EASATIZ,II - EASATII,ZI
      EASATIZ,ZI - E.A.XSIN.XSINfXL

```

```

EASAT(2,3) • -EASATt.21
EASATIZ.41 • -EASATI2.21
EASATI3.11 • -EASATI1.11
EASATI3.21 • -EASATI1.21
EASAT(3,3) • EASATI1.11
EASATI3.41 • EASATI1.Z1
EASATI4.11 • -EASATt.21
EASAT(4,2) • -EASAT(2,2)
EASATI4.31 • EASATI1.Z1
EASAT(4,4) • EASATIZ.21
DO 179 I' 1.4
IF(NPE(I).GE.NPP1)GO TO 179
NS1 • (NPE(I)-1)*NRAND
DO 178 J' 1.4
IFINPEIJI.GE.NPP11GO TO 178
TFINPEIJI.LT.NPEI11GO TO 178
NS2 • NPEIJI - NPEI1 + 1
STIFFINS1 + NS21 • 5*IFF(NS1+NS2) + EASATI1.JI
178 CONTINUE
179 CONTINUE
GO TO 5500
195 EAOL • EA/XL
EIOL • (E*X1/XL)*FU(3)
SINOL • XSIN/XL
COSOL • XCOS/XL
EA11.11 • O.
EA11.21 • 1.
EA11.31 • O.
EA(2,1) • -XCOS
EAIZ.21 • SINOL
EA12.31 • SINOL
EA13.11 • -xSIN
EA13.21 • -COSOL
EA13.31 • -COSOL
EA14.11 • O.
EA14.Z1 • O.
EA14.31 • 1.
EA15.11 • XCOS
EA(5,2) • -SINOL
EA15.31 • -SINOL
EA(6,1) • XSIN
EA(6,2) • COSOL
EA16.31 • COSOL
ES(1,1) • EAOL
ES11.21 • O.
ES11.31 • O.
ES(2,1) • O.
ES12.Z1 • 4**EIOL
ES1Z.31 • 2**EIOL
ES13.11 • O.
ES13.21 • FS12.31
ES13.31 • ES12.21
DO 202 I' 1.3
DO 202 J' 1,6
ESAT11.JI • O.
DO 186 K' 1.3
ESAT11.JI • ESAT11.JI + ES11.KI.EA1J.KI
186 CONTINUE
202 CONTINUE
C
IF111.GT.OIGO TO 605
203 DO 204 I' 1,6
DO 204 J' 1,6
EASAT11.JI • O.
DO 187 K' 1.3
fASAT11.JI • EASAT11.JI + EA11.KI.ESAT1K.JI
187 CONTINUE

```

```

204 CONTINUE
DO 206 J = 1,6
  IFINPEIII.GE.NPPIIGO TO 206
  NSI = INPEIII-II.NAANO
DO 205 J = 1,6
  IFINPEIJI.GE.NPPIIGO TO 205
  IFINPEIJI.IT.NPEIHIIGO TO 205
  NS2 = NPEIJI - NPEIHI + 1
  STIFFINSI + NSII - STIFFINSI+NSII + EASATII,JI
205 CONTINUE
206 CONTINUE
5500 GO TO 106
C
C      THE BANO MATRIX IS NOW FORMED FOR RFOUCTION IN ISTIFF IN CORE
C      WRITE BANO MATRIX IF LISTB = O
C
728 IFIII.GT.OIGO TO 601
C
C      M2 = N8AND*NP
C
  IFIIISTB.IE.OIGO TO 8889
  WRITE(3,2009)
2009 FORMAT(' TIO, THE BANO MATRIX WITH 1000 FACTOREO',I
  M1 = 1
  M2 = N8ANO
  NCOU = NP.NBANO
  DO 305 I = 1,NP
    WRITE(3,2010)I,(STIFF(I7),I7=M1,M2)
1010 FORMAT(1X,I4,1X,-3P(9F12.2),/, 5X,-3P(9F12.2),/, 5X,-3P(9F12.2))
    IF(M2.GE.NCOU)GO TO 8889
    M1 = M2 + 1
    M2 = M2 + N8ANO
305 CONTINUE
8889 WRITE(3,2011)M2,NBANO
a0i i FORMAT(/,T5,'NO STIFFIII ENTRIES', 'Ib.10X.'8ANO wIOTH '-',J4,111
C
C
C      ---- NOTE--DO NOT READ P-MATRIX ENTRIES FOR UNFORM IOAOS ON BEAMS
C      DO NOT READ P-MATRIX ENTRIES FOR FEM--INPUT SO COMPUTER
C      COMPUTES FEM SO FINAL MOMENTS ARE CORRECTED FOR FEM -----
C
  IFINNIP.EQ.OIGO TO 426
  DO 991 NN = 1,NNIP
C
C      REAOCL.I0I0 IMI
C
C      READ CARD-----
1010 FORMAT(16I5)
C
C      REAOII.10IIIPRII.I-1.NICI
C
C      READ CARO-----
1011 FORMAT(8F10.4)
      DO 990 I = 1,NLC
      PIMI.II = PI"1.II + PR(L)
990 CONTINUE
991 CONTINUE
426 CONTINUE
      DO 992 NSI = 1,NP
      DO 992 NS2 = 1,NIC
992 TF(NSI,NS2) = O.
C
C      .....
C
406 WRITE(3,2012)UNIT1,UNIT2
2012 FORMAT(1X,'THE P-MATRIX, ',A2,' ANO ',A4,/)
      NSI = 1
      NS2 = 10
427 JFINSI.GT.NICINSI - NIC
DO 408 J = 1,NP
408 WRITE(3.1014II.IPIJ,JI.J-NSI.NSII

```

```

2014 FORMAT(T5, 'NP • ',I3,1X,10F11.21
      IFINS2.EO.NLCIGO TO 428
      NS1 • NS2 + 1
      NS2 • NS2 + 10
      WRITE(3,2016)NS1
2016 FORMAT(//,5X,'THE P-MATRIX CONTINUEO BEGINNING IITH NLC • ',I3,/)
      GO TO 427
428 CONTINUE
C
      SUBROUTINE TO REDUCE THE BAND MATRIX
60 NI • 1
      00 80 N. 1,NP
      I • N
      00 70 L. 2,NBAND
      NL • IN-I).NBAND + L
      I • I+1
      IFISTIFFINL).EO.O.IGO TO 70
      B • STIFFIN1)/STIFFIN1)
      J • O
      00 68 K. L,NBAND
      J • J + 1
      IJ • (I-1)*NBAND + J
      NK • (N-1)*NBAND + K
68 IFISTIFFINKI.NE.O.ISTIFFIJI • STIFFIJI) - 8.STIFFINK)
      STIFFINII • 8
C      INCLUDE LOAD MATRIX IN REDUCTION
      DO 67 M • 1,NLC
67 PII,"I • PII,M) - B.PIN,"I
      70 CONTINUE
      DO 66 M • 1,NLC
      PIN,"I • PIN,M)/STIFFIN11
66 CONTINUE
80 NI • NI + NBAND
C      COMPLETE SOLUTION BY BACK SUBSTITUTION
      N • NP
85 N • N - 1
      IFIN.LE.OIGO TO 90
      L • N - 1
      DO 86 K. 2,NBAND
      NK • IN-II.NBAND + K
      00 86 M • 1,NLC
      IFISTIFFINK).NE.O.)PIN."I • PIN,"I - STIFFINK).PIL+K,")
86 CONTINUE
      GO TO 85
90 CONTINUE
C
CENO OF MATRIX REDUCTION -- SOLUTION IS IN PII,JI
C
      IFIIIRITX.LE.OIGO TO 431
      WRITE(3,2017)UNIT4
2017 FORMAT(III,5X,'THE X-MATRIX, ',A2, ' OR RADIANS',/)
      NS1 • 1
      NS2 • 10
429 IFINS2.GT.NLC)NSZ • NLC
      00 503 I. 1,NP
503 WRITE(3,2018)I,(P(I,J),J=NS1,NS2)
2018 FORMAT(6X,'NX • ',I3,1X,10F11.5)
      IFINSZ.EO.NLCIGO TO 431
      NS1 • NS2 + 1
      NS2 • NS2 + 10
      WRITE(3,2019)NS1
2019 FOR"AT",5X,'THE X-MATRIX CONT O BEGINNING IITH NLC • ',I3,/)
      GO TO 429
431 CONTINUE
C      INCREMENT COUNTERS II AND JJ--JJ COUNTS NLC
      WRITE(3,3003)
3003 FORMAT(///)

```



```

      JJ - 0
      II - 1
C
601 JJ - JJ + 1
137 IFIJJ.IE.NICIGO TO 601
138 IIEWINO 5
      GO TO 192
C
601 IFITRUSS.EO.O.OR.IWIIITP.EO.IIWHITEI3.IO?0IJJ,UNITI,UNIT3
zoao FORMAT(/, 4X, 'IOAOING CONDITION NO - ',13,1,
1 37X, 'OESIGN END MOMENTS CORRECTED',/, 5X, 'MEMBER', 4X,'AXIAL
2 FORCE',/, A1, 8X,'FOR FEM AND) WINO INEAR END FIRST), ',A4,/)
      RFWIND 5
      GO TO 555
605 PINPPI.JJI-0.
      FE"1 - FM1(JJ)
      FEM2 - FMIIJJ
C      NOTE IF YOU READ P-MATRIX ENTRIES FOR FE" THEN OUTPUT MUST BE
C      ADJUSTED BY HANO TO ACCOUNT FOR FIXED END MOMENTS ON BEAM ENDS
C
      00 607 - 1.3
      F(1) - 0.
      00 607 K - 1.6
      NS3 - NPEIKI
      F(1)*F(1)+ESAT(I,K)*P(NS3,JJ)
607 CONTINUE
      FII-IFIII-FEM11/FUI11
      FI31-IFI31-FEMII/FUI11
C
C      REDUCE MOMENTS FOR WINO
C      ALSO NECESSARY TO REDUCE O + 1 MOMENTS BY 0.75 IF AOEDO TO WINO
      IFIJJ.EO.IOIPIIGO TO 972
C
      IFIJJ.IT.NIW.OR.NIW.EO.OIGO TO 974
972 FI11-FI11.3.1I..
      FIZI-FIII-3.1...
      F(3)*F(3)*3./4.
      IFIJJ.NE.IOIPIIGO TO 973
C      PUT O + 1 IN TF-MATRIX TO LATER AOO TO WINO LOAD CONOIT.
      00 970 1 - 1.3
970 TF(MEMNO,I) - FIII
973 IFIJJ.IT.IWINBE.OR.IWINRE.EO.O.OR.IOIPI.EO.OIGO TO 974
      00 971 1 - 1.3
971 FIII - FIII + TF(MEMNO,I)
974 WRITEI3.IOIII MEMNO.IFIII,I-1.31
2022 FORMATI5.15.F15.1.5X.ZF15.Z1
      GO TO 191
188 CONTINUE
      IFITRUSS.EO.OIGO TO 189
      IFIMEMNO.EO.OIGO TO 192
      PMAX(MEMNO) * 0.
      PMIN(MEMNO) * 1000000.
189 FI11 * E.A/XI.IxeOS.IPINPEI31,JJI - PINPEI11,JJII + XSIN*(P(NPEI4
11,JJI - PINPEIZI,JJIII
      IFITRUSS.IE.OIGO TO 190
      IFINIC.EO.IIGO TO 195
      IFIFI11.GT.P"AXI"E"NOIIPMAXIME"NOI - FI11
      IFIFI11.IT.PMINIMEMNOIP"INIME"NOI * FI11
      TFI"EMNO.JJI * FI11
      IFIWRITP.IE.OIGO TO 441
e      WRITE BAR FORCES FOR Nle * 1 AND IWRITP * 1
      IFI"EMNO.EO.IIWRITEI3.IOZ5IJJ
2025 FORMAT5X,BAR FORCES (KIPS OR KN) FOR Nle - ',13,/1
e
190 WRITEI3.ZOI6IME"NO,FI11
2026 FORMATI5.15.F15.2. '10X,'-----, IIX,-----.1
441 IFITRUSS.IE.OIGO TO 191
      IFIJJ.EO.NICIGO TO 195

```

```

      JJ - JJ +
      GO TO 189
195 JJ - 1
C
191 GO TO 555
192 IF ITRUSS.EQ.OIGO TO 193
      IF INLC.EQ.IIGO TO 193
      REWIND 5
C      WHEN ITRUSS - 1 AND NLC IS LARGE USE IWRITP - 0 FOR MAX AND MIN
C      BAR FORCES ONLY---USE IWRITP - -1 FOR COMPLETE LISTING OF
C      BARFORCES WHEN NLC IS LARGER THAN 1
C
C
      WRITE I3,2033)
2033 FORMAT(//,8X,'THE MAXIMUM LIVE LOAD BAR FORCES AND DEAD LOAD VALUE
15',/,5X,'MEM NO',5X,'MAX LL',9X,'MIN LL',8X,'OEAO LOAD OR LAST NLC
2',11
      DO 442 I = 1,NM
      WRITE I3,2035) I,PMAXIII,PMINIII,TFII,NLCI
2035 FORMAT(6X,I5,4X,F10.2,5X,F10.2,6X,F10.2)
442 CONTINUE
C      WRITE BAR FORCE MATRIX IF IWRITP - -1
      IF IWRITP.NE.-1 GO TO 193
      NS1 - 1
      NS2-10
      IF INS2.GT.NLCINS2-NLC
      WRITE I3,2032) NS1
2032 FORMAT(III,5X,'THE BAR FORCE MATRIX STARTING WITH NLC - ',I3,1/1
443 DO 444 I=1,N
444 WRITE I3,2028) I,1,TFII,JI,J-NS1,N521
2028 FOR"AT12X,13,2X,10F11.31
      IF INS2.EQ.NLCI GO TO 193
      NS1-NS2+1
      NS2-NS2+10
      IF INS2.GT.NLCINS2-NLC
      WRN E13,2032) NS1
      GO TO 443
193 GO TO 2
C
750 STOP
      ENO

```

A-2 GENERADOR DE LA MATRIZ DE CARGAS PARA EL CASO DE CAMIONES, SEGUN LA AASHTO, EN UN PUENTE DE ARMADURA

Este programa hace avanzar por pasos una carga móvil que consiste en dos o tres cargas concentradas a lo largo de una armadura. En cada paso, se calculan las cargas de panel como vigas simples con cargas concentradas. Estas cargas de panel constituyen las entradas de la matriz P para una armadura carente de peso que se usará en el programa de análisis del marco.

Las cargas se mueven de izquierda a derecha. Si se usan primero las cargas mayores de las ruedas, el camión se hace "retroceder" a través de la armadura. Las limitaciones son:

1. El usuario debe utilizar cuando menos dos y no más de tres cargas.
2. El "paso" debe ser un múltiplo entero de la longitud del panel. Como este valor entero se calcula, el paso se debe alimentar con la suficiente exactitud y ser ligeramente menores, de manera que se obtenga el valor entero en el corte de la computadora.
3. Todos los paneles deben tener la misma longitud.

Se calcula automáticamente un factor de *impacto* y las cargas de panel incluyen el factor de impacto en la salida. Se usa el MET para calcular el factor de impacto ya sea en unidades pie lb seg, o en unidades SI.

El resultado de salida se perfora automáticamente en las tarjetas con el formato correcto para el input directo como matriz P en el programa de análisis del marco. El usuario podría querer insertar un control opcional de perforación para inspeccionar la salida antes de que le perfore.

Identificación de variables

Se presenta una lista de un juego de muestra de tarjetas de datos, junto con este programa, para una armadura de puente que usa unidades pie lib seg o SI; la armadura usa tres cargas de ruedas, siete paneles de armadura (25 pies o 7.15 m), y hace avanzar las ruedas 5 pies o 1.5 m. La codificación es tal que los NP del panel para MI(I) son 26, 2, 6, . . . y NPPI = 26 en este caso y no se perfora como salida.

NP	número de cargas de ruedas
NS	número de paneles de armadura
SL	longitud del paso, pies o m
STEP	incremento del movimiento de las ruedas, pies o m
MET	Opara el puente con pie lb seg; = 1 para los puentes con SI. Este se usa para calcular en forma apropiada el factor de impacto
P(I)	cargas de las ruedas. Nótese el orden en que se usan las ruedas en las tarjetas de muestra. Usando 8.32.32. hace correr hacia adelante el camión en el puente.

- X (I) espaciamiento cumulativo de las ruedas, como 14.28, para usar 14 pies entre cada juego de ruedas. Este espaciamiento o el equivalente en unidades SI, será generalmente el espaciamiento más crítico.
- MI(1) Los números NP en orden de izquierda a derecha, en los lugares donde se sitúan las cargas de panel. MI tiene aquí el mismo significado que en el programa de análisis del marco. Nótese que no se usa NPPI. Para una armadura de tablero inferior, esta sección del programa requiere una ligera modificación para poner cargas en los lugares de la armadura donde se pueda encontrar el NPPI, ya que el método corriente que se usa omite el primero y el último valor de MI(1) (para la identificación se clasifican como entradas).

```

C      NP IS THE NUMBER OF LOAOS THAT ARE WANTED ON THE TRUSS      SL IS THE
e      LENGTH OF EACH PANEL IN THE TRUSS  NS IS THE NUMBER OF PANELS IN THE TRUSS
e      STEP IS THE MOVEMENT THAT IS WANTED FOR THE LOADS BETWEEN EACH LOAD
e      CONOITION      PIII IS THE WEIGHT OF EACH LOAD IN THE SERIES
e      XIIII IS THE OISTANCE THE LOAD IS BEHINO THE FIRST LOAD
e      MET=0.0 F8S =1.0 METRIC
      DIMENSION TEMPZO,701,REACTIZO,701,PC51,XC51 ,M1CZO)
5000  READ(1,1,END=4000)NP,NS,SL,STEP,MET
      1  FORMAT(2I5,2F10.4,15)
      WRITE(3,5)NP,SL,NS,STEP
      5  FORMAT('NUMBER OF LOAOS ON TRUSS',ZX,I3,I1,' SPAN LENGTH OF EACH
1PANEL',F8,Z ,11,' » NUM8ER OF PANELS IN TRUSS',ZX,I3/I,' LENGTH OF
ZMOVEMENTOF THE LOAOS',F8,Z ,1/1
      DO 20 I=1,20
      DO 20 J=1,70
      TEMPCI,JI=0.0
      20  REACTII,JI=0.0
      DO 100 I=1,5
      XCI=0.0
      100  PIII=0.0
      NLS=SL/STEP
      NX=NP-1
      NSPI=NS+1
      NSMI=NS-1
      REAOC1,ZICPIII,1s1,NPI,IXCJI,J=I,NXI
      Z  FORMATC10F8,Z1
      WRITEC3,611I,PIII,I=1,NPI
      6  FORMAT('P',11,' ',F8.3)
      WRITE(3,7)CJ,XIJI,J=1,NXI
      7  FORMATCIII,' X',11,' ',F8.3)
      SK=0.0
      SKZ=0.0
      DO 110 M=1,NP
      DO 109 I=1,NS
      IP1=I+1
      DO 108 J=1,NLS
      RR=PCMI*CJ*STEP-SK-SKZ)/SL
      ALR=PCMI-RR
      IF IJ*STEP+STEP.GT. SLI SK-SL-J*STEP
      JZ= ISL/STEP1*I1-11
      J3=J+JZ
e      TEMPARY STORAGE OF REACTION VALUES
      TEMPJ31=ALR
      TEMP(IPI,J3)=RR
      108 CONTINUE
      109 CONTINUE
C      PLACE CONSECUTIVE LOAOS IN THEIR PROPER POSITION
      IX=XCMISTEP
      IST=IX*STEP
      SKZ=XCM)-IST
      INT=0
      IF CM.EO.11 GOTO 105
      DO 107 I=1,NSPI
      DO 107 J=1,J3
      MM1= M-1
      INT=XIMMIIISTEP
      MZ=J+INT
C      AOO TEMPARY STORAGE TO PERMANENT STORAGE
      107 REACTII,MZ)-REACTCI,M21-TEMPCI,J)
      GOTO 110
      105 DO 104 I=1,NSPI
      DO 104 J=1,J3
      104 REACTCI,JI=-TEMPJ31
      110 CONTINUE
      IFCMET.EO.1)GOTO 200
      XIMPAT=50./CNS*SL+125.1
      GOTO 201
      200 XIMPAT=15.24/(NS*SL+38.10)

```

```

201 CONTINUE
    IF IXIMPAT.GT.0.30t XIMPAT=0.30
    00 103 I-1.M2
    00 103 J-1.NSP1
103 REACT(J,I)=REACT(J,I)*(1+XIMPAT)
    WRITE(3,4)
4    FORMAT('"'', '    LOAD', /  CONOITION'.T20.' THE REACTIONS"
    00 106 J-1.M2
106 WRITE(3,3) J, eREACTel,J'.I-1.NSP1'
3    FORMATE5.13.10e5X.F6.1t,
C    PUNCH MI FROM LEFT TO RIGHT ACROSS THE TRUSS
C    PUNCH FORMAT IS COMPATIBLE WITH ANALYSIS PROGRAM FOR OIRECT INPUT
    REAO11.8teM11It.I-1.NSP1 )
8    FORMAT(2014)
    00 112 I-2.NS
    WRITEU.9'MIIII
9    FORMAT(15)
112 IIRITEe2.10tIReactII,J),J-1,M2t
10    FORMAT(8F10.4'
    GOTO 5000
4000 STOP
    ENO

```

```

C      **** FOLLOWING 3 CARDS ARE SET FOR FPS OUTPUT
      3      7      25.      5.      0
8.      32.      32.      14.      28.
26      2      6      10      14      18      22      26
C      **** FOLLOWING 3 CARDS ARE SEr FOR SI OUTPUT
      3      7      7.5      1.5      1
36.0      142.0      142.0      4.25      8.5
26      2      6      10      14      18      22      26
, "

```

A-3 GENERADOR DE LA MATRIZ DE CARGA, SEGUN EL AREA, PARA LA CARGA COOPER E-SO, EN UN PUENTE DE ARMADURA

Este programa hace avanzar por pasos un tren con una carga Cooper E-80 a lo largo de un puente de armaduras. En cada paso (DX) se calculan las cargas de panel como una serie de vigas simples. Estas cargas de panel constituyen las entradas de la matriz P para una armadura carente de peso que se usa en el programa de análisis de los marcos. Nótese que el programa no se detiene hasta que todas las ruedas no estén fuera del puente y solamente queda la carga uniforme.

La única limitación de este programa es que las longitudes de los paneles deben ser iguales.

Las cargas Cooper E-80 y el espaciamiento de las ruedas se han incorporado permanentemente en el programa como DATA FFP/ y DATA FFX/.

Identificación de variables

(véase las tarjetas de muestra de datos que aparecen al final de la lista del programa)

TITLE	hasta 80 columnas de datos alfanuméricos para la identificación del problema
NOSPAN	número de paneles
ISWIT	Opara el pie lb seg; 1 para los problemas con SI; se usa para convertir las cargas de las ruedas y el espaciamiento a unidades SI y usar la forma correcta del factor de impacto
IPUNCH	Opara no perforar la salida en la inspección inicial de la corrección del proceso; = 1 para perforar la salida en el formato para la entrada directa de la matriz P en el programa de análisis del marco
IMP	Ocuando no hay factor de impacto; = 1 para incluir el factor de impacto
IWRIT	1 para escribir la selección de los cálculos intermedios para eliminar las fallas del programa; = Ocuando el programa trabaja en forma apropiada
DX	incremento del movimiento de las ruedas, de izquierda a derecha, en pies o m
SPAN	longitud del panel, en pies o m
WIDH	distancia entre las dos armaduras que forman el puente, y que se necesitan para calcular el factor de impacto, en pies o m
FAC	factor para convertir E-80 a E-110, E-60, etc.; se usará FAC = 1.0 para la carga E-80
NPS(J)	Números NP (iguales a MI) donde se han de establecer los valores de la matriz P (nótese que estas entradas no incluyen valores de NPPI -puede que se necesite hacer una modificación para la armadura de un puente de tablero inferior).

```

C      J E 80WLES      PROGRAM TO FINO TRUSS NODE FORCES FDR AREA BRIDGES
C
C      NOSPAN = NO OF SPANS OR GIRDER SEGMENTS; ISWIT = 1 FDR METRIC
C      O FOR FPS; OX = INCR. OF LOAD MOVEMENT, FT OR M; SPAN = LENGTH OF
C      TRUSS SPAN OR GIROER SEGMENT; FAC = LOAD RATIO IFFP = E80 LOAOINGI USE
C      FAC = 0.15 FOR E6G--0.9 FOR E1Z--1.00 FOR E8G--L.315 FOR E11O.
C
C      WIOH = CENTER TO CENTER SPACING OF TRUSSES
C      IWRIT = 1 TO WRITE SELECTED COMPUTATIONS FOR OE8UGGING
C
C      IMP = 1 TO COMPUTE IMPACT TO APPLY TO GIVEN E-LOAOINGANO/OR FOR
C      PUNCHED OUTPUT--PRINTEO OUTPUT IS FOR CHECKING ANO FOR USE IN
C      OESIGNING FLOOR BEAMS WITH USE OF SEPARATE IMPACT FACTOR
C      IPUNCH = 1 TO PUNCH CUTPUT IN FORMAT FOR ANALYSIS PROGRAM TO
C      OEVELOP 8AR FORCES AS EQUIVALENT INFLUENCE LINE FOR OESIGN
C
C      DIMENSION TITLEIZOI,PCZOOI,XCZOO"FFXI18"FFPI19", PRIZO,2101
C      1, PTI150',NPSC 401
C
C      DATA FFX/B.,5.,5..5..9.,5..6.,s.,a..8.,5.,5.,5.,9.,5.,6.,5.,5.1
C      DATA FFP/40..80.,80..80..80.,52..52..52..52..40..80..80..80.,
C      15Z.,52..52..52.,8.1
C
C      5000 REAO11.1000,ENO=150ITITLE,NOSPAN,ISWIT,IPUNCH,IMP,IWRIT
C
C      1000 FORMATI20A4.1,16151
C
C      REAO11.100Z'OX,SPAN,WIOH,FAC
C      1002 FORMATC8F10.41
C
C      NPSIJI = NP NUM8ERS FOR NON-IERO P-MATRIX ENTRIES
C      NSPN = NOSPAN - 1
C      REAO11.1006'CNPSIJI.JZ1,NSPNI
C      1006 FORMATC1615'
C      NP = 18
C      OIS = 80.
C      IFIISWIT.GT.OIOIS = 25.
C      8 = NOSPAN
C      TOTSPN = 8*SPAN
C
C      SET WHEEL LOAOS ANO WHEEL SPACING
C      SUMXL = 0.
C      DO 5 I = 1,18
C      XIII = FFX(I)
C      IFIISWIT.GT.O'XCH   X(I)*0.3048
C      PIII = FFPCT'*FAC
C      IFIISWIT.GT.OIPCH   P(I)*4.44822
C      SUMXL = SUMXL + XCI'
C      5 CONTINUE
C      WLOAO = FFPI191*FAC
C      IFIISWIT.GT.OIWLOAO = WLOAO*14.59312
C      PAC = 1.
C
C      COMPUTE IMPACT FACTOR FOR AREA 1916 IPAC'
C      IFIIMP.LE.OIGO TO 1
C      IFCTOTSPN.GT.OIS'GO TO 6
C      IFIISWIT.LE.O'PAC = C100./WIOH + 40. - 3.*TOTSPN**2/1600.1/100.
C      IFIISWIT.GT.O'PAC = 130.5/WIOH + 40. - 3.*TOTSPN**2/150.)/100.
C      GO TO 1
C      6 IFCISWIT.LE.OIPAC = C100./WIOH + 16. - 600./ITOTSPN-30.1)/100.
C      IFCISWIT.GT.O'PAC = C30.5/WIOH + 16. - 185./CTOTSPN-9.)/100.
C
C      NOW WRITE DATA FOR CHECKING
C      1 PAC = 1. + PAC
C      WRITEC3.Z000)TITLE.NP,NOSPAN.Dx.SPAN.WLOAO.SUMXL.PAC.FAC.wIDH
C      Z000 FORMATCIII,5x.20A4.1.5X.'NP * '.15.3x.'NOSPAN = '.15.3X.
C      1ZX.'OX * '.F1.2.1.5x.'SPAN LENGTH - '.F8.3.3X.'UNIF LOAO/LENGTH =
C      Z'.F6.1. 1. 5X.'SUM OF XCL) DF CONC. LOAOS * F1.2.3X.'IMPACT F
C      3ACTOR * '.F6.3.1.5X. 'FACTOR FOR E-LOADS--1.0 FOR E-80 - ,
C      4F5.3, 3X.'OIST C-TO-C OF TRUSSES * '.F1.3.11)
C      WRITEC3.2004)CXCI1,1-1.NPI
C      2004 FORMATC5X,XCI) * ',12F9.1.1.12X. 6F9.1,11)

```



```

WRITE(3,20051(PH1,I=1,NPI
Z005 FORMAT(5X,'P(1) = ',12F9.1,1,1ZX, 6F9.1,111
WRITE(3,2006)
2006 FORMAT(10X,'.... IOAOS W/O IMPACT--USE FOR FLOOR BEAM DESIGN AND CH
IECI(ING .....11
C
C
9 ISTOP = TOTSPN + SUMXL + OX
00 B3 K = 1.20
00 73 I = 1,210
73 PR(I,11 = O.
83 CONTINUE
NY = 2.INOSPN+11
C
C
00 140 I = 1,210 ..... MAIN 00 IOOP FOR INCREMENTING LOADS
A = I
DIFF = O.
ADX = ADX
AOXH = AOX
C TO STOP COMPUTATIONS WHEN ONLY UNIFORM IOAO ON BRIDGE
IFIADX.GT.ISTOPIGO TO 141
IFIADX.GE.TOTSPNIAOX = TOTSPN
SUM = O.
MM = O
NI = 1
C
C
C FIND NO OF SPANS TO USE
85 SPUSO = AOX/SPAN
C
C ZERO MATRICES ARBITRARY AMOUNTS
00 86 K = 19,200
X(I) I = O.
86 CONTINUE
C
00 88 K = 1,50
PTII(I = O.
88 CONTINUE
IM = SPUSO
BM = IM
IFI8M.IT.SPUSOIM = IM +
BM = IM
IFIAOXH.GT.TOTSPNIOIFF AOXH - TOTSPN
SUM2 = O.
IFIA8SI0IFF1.IE.0.005IGO TO 15
C
00 12 MM = 1,NP
SUM2 = SUM2 + X(MM)
IF(SUM2.GE.011FIGO TO 15
1Z CONTINUE
15 HC MM + 1
AM = IM
OI = BM.SPAN - AOXH + SUM2
NN = NC
SUM1 = O.
SUM3 = O.
SUMP = O.
SUMPT = O.
IFIMM.EQ.NP.ANO.01.IE.O.IOI = O.
C
C
C IOOP FOR NUMBER OF SPANS USED FOR CURRENT LOAD POSITIONS
21 DO 102 JJ = 1,IM
IX = O.
DI = SPAN - DI
IC = 2.(IH-JJI + 4
I = JJ

```

```

C                               FINO NO OF LOAOS IN CURRENT SPAN
      00 95 L. Ne,200
      IFIL.EO.NP+I.ANO.AOXH.LE.TOTSPNIXILI = Z.SPAN - SUMXL
      IFIL.EO.NP+I.ANO.AOXH.GT.TOTSPNIXILI - OIFF + Z.SPAN - SUMXL
      IFIL.GT.NP+I.OR.XILI.GT.SPANIXILI = SPAN
      IFIXCLI.LT.O.IGO TO 148
      IFIXILI.NE.SPANIGO TO 22
      01 = SPAN
      DZ = O.
3005 Z2 SUMI = SUMI + XILI
      IFISUM1.GE.O1-0.0001IGO TO 96
      IFIL.EO.NP+1IZZ = SPAN - 10Z + 0.0051
      IFIL.EO.NP+I.ANO.SUM1.GE.IZXIGO TO 96
95 CONTINUE
96 CONTINUE
      SUM3 = SUM3 + SUMI
      TOTSUM = SUM3 + SUMZ
      NC = L + 1
      DZ = 01
      RR = O.
      RL = O.
      IFIWRIT.LE.OIGO TO 550
      WRITEI3,3005IOTOTSPN,NC,AOXH, 1M, OZ, DI, SUMI, OI, NN, L,SPAN,SUM3
      1, SUMZ, OIFF, TOTSUM,JJ,XI191,XI201,XIZ11,XILI
3005 FORMATI3X,TOTSPN - ',F8.1,3X,'Ne=',15,3X,'AOXXH - ',F7.3,
      Z 3X,'IM = ',15, 5X,'OZ - ',F7.3,ZX,'OI - ',F7.3,' SUMI - ',F7.3,
      3/,5X, 'OZ = ',F7.3,3X,'NN-',15,ZX,'L-',15,ZX,'SPAN"',F7.3,
      43X, 'SUM3 = ',F7.3,3X,'SUMZ = ',F7.3,3X,'OIFF-',F7.3,3X, 'TOTSUM =
      5',F6.1,ZX,'JJ=',12, 1,5X, 'X19 - ',F7.3,3X,'XZO-',F7.3,3X,'XZ1-',
      6F7.3,3X,'XL-',F7.3,/
550 CONTINUE
C                               ACCUMULATE EFFeTS OF LOAOS IN ANY SPAN
      00 99 11. NN,L
      IFILL.LE.NPIGO TO 97
      PILLI - WLOAO.XILI
      IFILL.EO.NP+I.0R.NN.EO.LIOZ = OZ - XILLI/Z.
97 RR = OZ.PILLI/SPAN
      RL = PILLI - RR
      PTIKCI = PTIKCI - RR
      PIKCI-ZI = PTIKCI-ZI - RL
      DZ = OZ - XILLI
      SUMP = SUMP + PILLI
99 CONTINUE
      SUMPT = SUMPT + PTIKCI
      IFIJJ.EO.IMISUMPT - SUMPT + PTIKCI-ZI
      Z = IM - JJ
      DZ = Z.SPAN + TOTSUM - AOXH
      NN = LL
      SUMI = O.
10Z CONTINUE
C                               WRITE ONLY VERTICAL VALUES AT PANEL POINTS IHORIZ = 0.1 SO CAN
C                               USE PRINTEO OUTPUT TO OESIGN TRANSVERSE FLOOR BEAMS
C                               BASED ON LARGEST PANEL LOAD - FLOOR BEAM REACTIONS
C                               AND DEPENDING ON NUMBER OF TRAEKS ON BRIDGE ** DOES NOT
C                               INCLUDE ANY IMPACT FACTOR *****
      WRITEI3,Z00811,PTIJI,J-Z,NY,ZI
3008 FORMATI3,2X,15,1ZF10,Z,I, 5X,1ZF10,Z./1
      WRITEI3,Z0091SUMP,SUMPT
3009 FORMATI50X,SUM TRUSS LOAOS = ',F10.Z,3X, 'SUM NOOE LOAOS = '
      1F10.Z,11
      00 138 J - 1,NY
      PR(J,1) = PTIJI
138 CONTINUE
140 CONTINUE
141 WRJTEI3,ZO1111
3011 FORMAT(//,5X, 'ONLY UNIFORM LOAD ON BRIDGE, I = ',13,111
      IF(1PUNCH,LE.OIGO TO 149
      IMI = I - 1

```

```

C      APPLY IMPACT FACTOR TO LOADS IF IMP > 0
      IFCIMP,IE,OIGO TO 25
      00 143 J - 1,IMI
      00 142 KK - 2,NY,2
142 PRCKK,JI - PRIKK,JI,PAC
143 CONTINUE
      25 KK - 2
      00 145 J - 1,NSPN
      KK = KK + 2
      JJ = NPSIJ
      WRITE(2,1006)JJ
      WRITE(2,2014)(PR(KK,M),M=1,IMI)
2014 FORMAT(8F10.4)
145 CONTINUE
149 GO TO 5000
148 WRITE(3,2016)
2016 FORMAT(1H1L5X,.... PROBLEM TERMINATED--X(L) IS NEGATIVE ---.1111
150 STOP
      END

```

```

C  -- FOLLOWING 4 CARDS TYPICAL SET OF FPS DATA FOR 9 PANEL TRUSS
J E BOWLES AREA BRIDGE FOR TEXT USING COOPER E-80 LOADING AND IMPACT
9      O      O      1      O
3.45   8      27.60   17.00   1.0
4      8      12      16      20      24      28      32
e  -- FOLLOWING 4 CARDS TYPICAL SET OF SI DATA FOR 9 PANEL TRUSS
J E BOWLES AREA BRIDGE FOR TEXT USING COOPER E-80 LOADING. IMPACT AND SI
9      1      1      1      O
1.05   8      8.40   5.20   1.0
4      8      12      16      20      24      28      32
/

```


INDICE

- AASHTü, con flexión, 368
- AASHTü, fórmulas para columnas, 302
- Acción de arranque en las conexiones, 441
- AISC, fórmulas para columnas del AISC, 301
 - con flexión, 365
- Análisis de armaduras, 78
 - codificación para la computadora, 79
- Análisis aproximado de marcas, 72
 - método del portal, 72
 - método del voladizo, 73
 - torsión en el, 75
- Análisis de vigas, 75
 - con flexión asimétrica, 196
 - ecuación diferencial, 77
 - flexión biaxial, 192
- Angulares, como miembros en tensión, 261
 - sección neta con agujeros, 269
- Angulares estructurales soldados, 487
 - angulares de asiento, 489
 - atiesados, 493
 - conexiones en esquinas, 502
 - placas terminales, diseño de las, 499
- Angulos auxiliares, 415
- Aplastamiento del alma:
 - trabes, 543
 - vigas, 183
- AREA, con flexión, 368
- AREA, distribución de las cargas sobre la vía, 218
- AREA, espesor mínimo del metal, 555
- AREA, fórmulas para columnas, 303
- Area neta:
 - a tensión, 251,258,265
 - diámetro efectivo del agujero para, 265
 - en columnas, 303
 - en la raíz de la rosca, 251
 - uso de $s^2 j4g$, 266
- Areas roscadas en tensión, 251
 - tabla de datos de diseño para, 263

- Articulación plástica, su longitud, 149
- Atiesadores, de apoyo, 186, 539, 542, 557
- angulares de asiento para los, 493
- diagonales, para conexiones de esquina, 503
- patín de la columna, 483
- alma, 481
- equeridos para las trabes, 514
- espaciamiento de los, 557, 559
- intermedios, 540, 556, 559
- longitudinales, AASHTO, 557
- momento de inercia de los, 542, 559
- Basler, K., 535, 540, 543
- Bendigo, R., 409
- Bleich, F., 160
- Butler, L. J., 476
- Cables, 249, 255
- amortiguamiento de los, 280
- datos de diseño, tablas de, 256
- ecuaciones de diseño para los, 278
- módulo de elasticidad de los, 257
- Cálculo del cortante en vigas, 171, 186
- AISC, 315
- en barras de celosía: AASHTO y AREA, 315
- en trabes, 525
- Capacidad de la soldadura en el punto de corte, 525
- Cargas de viento, 37
- Cargas en edificios, 33
- Cargas en puentes, tabla de coeficientes para, 214
- Cargas excéntricas sobre los sujetadores o conectores, 425
- reducción de la AISC, 433
- Cargas sísmicas, 50
- mapa de la zona, 53
- periodo de las, 51
- Cargas sobre las trabes, 520
- AREA, 522
- situación del juego de ruedas AASHTO para las, 520
- tabla de factores, 157
- Cargas, 33
- cortantes y momentos tabulados, área, 44
- de encharcamiento, 42
- de impacto, 48
- de nieve, 40
- mapa para la, 41
- de viento, 37, 44
- ecuaciones para cortante y momento, 43
- en puentes: AASHTO, 42, 43
- AREA, 46
- excéntricas, sobre los sujetadores, 425
- muerta, 33
- sísmica, 50
- viva, 33, 34
- Cargas vivas, 33
- reducción por, 34
- C_e para columnas, 301
- valores tabulados de, 303
- Celosías:
- fuerza cortante en, 316
- secciones armadas para, 315
- Centro de cortante, 200
- constante J , 200
- Chen, W. F., 483
- Chesson, E., 413
- C_m para vigas-columnas, 363, 367
- Cochrane, Y., 266
- Códigos estructurales, lista de, 32
- Coefficiente de expansión, 18
- Coefficiente de expansión térmica, 20
- Columna Research Council, 206 (Consejo para la investigación en columnas)
- Columnas, 293
- C_m' 363, 367
- escalonadas, 378
- factores K para, 351, 378
- fórmulas de, 359, 364, 365, 368
- longitud efectiva, 348, 351
- vigas-columnas, 341
- Columnas escalonadas, 377
- factor K para, 378

- Conexión:
 - en esquina soldada, 502
 - en placa terminal soldada, 499
- Condiciones de carga, 90
- Conexiones de colgantes, 441
 - solución de Dranger para las, 442
- Conexiones de las vigas, 435
- Conexiones estructurales, 435
 - soldadas, 487
- Conexiones soldadas, AISC, 475
- Conexiones tipo 1, 395, 480
- Constante de alabeo, C_w , 204
- Constante de torsión, J , 200, 204
- Constantes, de diseño: C_b , 205
 - C_w , 204
 - J , 200
- Contraventeo, control de la deflexión lateral, 384
- Cubreplacas
 - perforadas, 207
 - vigas armadas, 522
- Curvas de esfuerzo-deformación, 26, 135
- Datos de los perfiles estructurales, tabla de, 21
- Deflexión, en vigas, 148, 171, 189
- Deflexión lateral. control de la, 384
- Densidad de masa del acero, 22
- Desgarramiento laminar de las soldaduras, 475
- DFRC, 157
 - conexiones, 457
 - diseño de columnas, 334
 - diseño de las vigas-columnas, 286
 - diseño de miembros a tensión, 284
 - diseño de vigas, 241
- Diafragmas para trabes, 560
- Diámetro efectivo del agujero, 257
- Diseño de columnas, etapas en el, 304
- Diseño de las barras de ojo, 54
- Diseño de las conexiones, 2, 1
 - carga mínima, AISC, 271, 413
 - conexiones de asiento, 399, 416
 - conexiones de fricción, 397, 416
 - distancias al borde, 409
 - factor de seguridad en el, 419
 - soldadas, tipo 1, 481
 - tipos 1, 11, III, 395, 451
- Diseño de vigas compuestas, 220
 - construcción apuntalada, 221
 - tabla de relaciones modulares para el, 223
- Diseño elástico, 136
- Diseño plástico, 136, 140
- Diseño por factor de resistencia de carga (DFRC), 157
- Disque, R., 353
- Distancia de la reacción en las vigas, 184
 - soporte lateral en las, 186
- Distancia de los sujetadores al borde, 410
- Distancia de paso, sujetador, 266
- Dranger, T., 441
- Ductilidad, 17
- Edificios industriales, 60
- Eenam, N., 557
- Efectos de las bajas temperaturas, 28
- Ejes principales de flexión, 196
 - producto de inercia, 196
- Electrodos, métodos para designarlos, 466
- Erickson, E., 553
- Esfuerzo cortante permisible: en vigas, 186
 - en trabes, 537
- Esfuerzos combinados, flexión, 192, 345
 - conexiones soldadas, 486, 488
 - en columnas, 359
 - en los sujetadores de las conexiones, 447
 - su interacción en trabes armadas de alma llena, 540, 560
- Esfuerzos de soldadura, permisibles, 469
 - tabla, 471
- Esfuerzos de tensión, 251
 - área neta efectiva para, 257
 - valores permisibles, 251
- Esfuerzos en las vigas, 171
 - a flexión, 171
 - a flexión biaxial, 193
 - cortante, 171, 186
 - diseño elástico, 175
 - permisibles: AASHTO y AREA, 178
 - AISC, 176, 203
 - sin soporte lateral, 203

- Esfuerzos, permisibles: diseño de la pla- — — Hansen, R., 409
 ca de base, 328
 a compresión: AASHTO, 302
 AISC, 299
 AREA, 303
 a flexión, 175, 203, 528, 534, 553
 a tensión, 251
 soldadura, 469
 tabla de valores, 254
 cortante, 171, 186
 en las almas de las trabes, 539, 551
 interacción, 358
 sujetadores, tablas, 401, 407, 416-418
 Esfuerzos residuales, 140, 532
 Esfuerzos secundarios, 343
 $r-t$; 345
 Espaciamiento de los tornillos, 412
 Espesor mínimo:
 AASHTO, 554
 AREA, 554
 Espesor mínimo del metal, 555
 Excentricidad reducida de los sujetado-
 res, 433
- Fabricante, de acero, 19
 Factores de conversión a SI, 67
 Factor de forma, 143
 Factor de seguridad, 146
 diseño elástico para el, 146
 diseño plástico para el, 148
 en las conexiones, 419
 Factor K :
 columnas escalonadas, 378
 nomograma para columnas, 352
 Fahrenheit, conversión a Celsius, 20
 Fatiga, 56, 262
 Fisher, J., 418
 Flexión, en columnas, 342
 permisible para vigas-columnas, 359
 Fórmula de Euler para columnas, 295
 definición del esfuerzo F'_e , 353
 Fractura frágil, 30
- Galambos, T. V., 384
 Gramil de los sujetadores, 266, 412
- Johnston, B., 160, 352
 Krishnamurthy, N., 499
 Kulak, G. L., 476
- Largueros de puentes, 214
 Longitud efectiva de las columnas, 298
 control de la, 385
 en marcos, 348
 sin deflexión lateral, 298
 tabla de casos, 299
 Longitud no soportada lateralmente, 205
 Le' 177, 323
 L_u , 177
- Método de análisis por rigidez, 72
 Módulo de elasticidad, 20
 a cortante, 20
 Módulo de sección plástico, 143
 factor de forma, 143
 Módulo tangente, 160
 Munse, W., 413
 Muros de cortante, 385
- Newlin, D. E., 482
 Newmark, N. M., 214
 Nomograma de Julian y Lawrence, 351
- Pandeo en placas, 158
 en las placas de las ménsulas, 430
 Perfiles armados, para columnas, 312
 celosías para las, 313, 317
 para miembros en tensión, 259
 valores tabulados de r , para algunos
 perfiles, 312

- Perfiles estructurales, 22-25
 Perfiles, laminados, 22-25
 Pernos de cortante, 226
 Peso unitario del acero, 22
 Placas de base, columnas, 326
 criterios de diseño para las, 329
 esfuerzos de flexión en las, 329
 lechada de las, 326
 soldadas, 497
 Protección contra incendios, 28
 Puentes, terminología usada en, 64
 Puntal de rodilla, en trabes, 561
 fuerza en las trabes, 562
 marcos industriales, 60
 Punto de fluencia, 20
 tabla de valores para el acero, 21
- Radio de giro, 205, 271, 293, 318, 352
 celosías para, 317
 fórmula de Euler usada en, 299
 miembros armados, tablas, 312
 patín de compresión de las vigas, 209
 Rango de esfuerzos:
 definición, 57
 tabla de valores, 58
 Relación L/r :
 miembros a compresión, 297, 299, 316
 miembros a tensión, 264, 271, 272, 277
 Relación modular E_s/E_c , 223
 Relaciones:
 afh , 533, 540, 558
 bit , 177, 523, 531, 553, 557
 d/t , 176
 hit , 514, 543, 555
 U , 302, 311, 316, 352
 Resistencia de fluencia, 25
 Resistencia última, 20
 tabla de valores, 21
 Rezago del cortante, 413
 longitud de la junta como factor del, 409
 Rumpf, J., 409
- Sandhu, B., 378
 Soldadura a tope, 469, 477
 Soldadura de ranura, 469, 473
 especificaciones AISC para, 473
 Soldadura de filete, 468, 472, 477
 uso del DFRC para soldaduras de filete, 508
 Soldaduras:
 desgarramiento laminar de las, 475
 orientación para resistencia, 476
 tamaño máximo, 473
 tamaño mínimo, tabla, 474
 Soldaduras de tapón, 473
 especificaciones AISC para, 473
 Soldaduras, tipos de, 358, 472
 electrodos usados para, 468
 Soporte lateral:
 para columnas, 333
 para trabes, 560
 puntal de rodilla, 561
 para vigas, 177, 183, 203
 Sujetadores o conectores:
 cortante y tensión combinados, 447
 tabla de valores para los, 449
 esfuerzos permisibles, 401, 407, 415-418
 resistencia última, 401
 roscas en el plano de cortante, 415
- Temperatura vs resistencia, 28
 Tensores, 263
 Thürlimann, B., 534
 Timoshenko y Goodier, 160
 Tornillos, de alta resistencia, 403
 A-307, 403
 instalación de, 406
 tensión mínima, tabla de, 407
 Trabe armada:
 diseño de la, 528, 529
 AASHTO, 553
 AISC, 530
 AREA, 553
 esfuerzos: a flexión, 529, 530, 534, 553
 cortante, en el alma, 538, 555
 interacción, 540
 placa del alma, 533, 554
 aplastamiento en la, 542
 espesor de la placa del, 554

- uso de la, 515
 - longitudes, típicas, 515
 - relaciones DjL , típicas, 515, 516
- Trabes, esfuerzos de flexión: permisibles, AASHTO, 553
 - pennisibks, AISC, 530, 534
 - permisibles, AREA, 553
- Trabes, vigas armadas que funcionan como, 523
 - cubreplacas de longitud parcial, 525
 - especificaciones para, 525
 - puntos de corte, 525
 - híbridas, 518
 - propiedades de las, 521, 528
- Valores de las tablas (*véanse las tablas espectficast*)
- Vigas:
 - cálculo de los esfuerzos, 173
 - criterios de la sección compacta, 176
 - deflexiones, 173
 - sin apoyo lateral, 203
 - tipos de, 75, 170, 181, 212, 213
- Vigas acarteladas, 212
- Vigas-columnas, 341
 - factores G para las, 351
 - fórmulas de diseño: AASHTO y AREA, 368
 - AISC, 359, 365-366
 - C_m para, 363, 367, 368
 - longitud efectiva de las, 348, 351
 - métodos de diseño, 368
 - nomograma para el factor K , 351
 - reducción por efecto inelástico, 353
- Vigas continuas, 181
 - momentos para el diseño de las, 181
 - punto de inflexión, 183
- Vigas de puente, 214
 - AREA, 216
 - AASHTO, 214
 - compuestas, 220, 222
 - pernos de cortante para las, 226
 - distribución de las cargas de las ruedas, tabla de coeficientes, 216
- Wallaert, J., 418
- Yura, J., 352

*INGENIERÍA CIVIL**OBRAS PUBLICADAS*

ISBN 0320	American Hospital Association	MANUAL DE INGENIERÍA DE HOSPITALES 406 páginas
ISBN 1275	Martiniano Aguilar Rodríguez	CRITERIOS DE DISEÑO DE PLANTAS TERMOELÉCTRICAS 380 páginas
ISBN 1706	José Antonio Aguirre Balcells	UNA INTRODUCCIÓN AL ESTUDIO DE PERFILES AERODINÁMICOS Y SUS APLICACIONES AL CONSUMO DE ENERGÉTICOS 152 páginas
ISBN 0449	Albert Schlag	HIDRÁULICA 296 páginas
ISBN 1383	James Ambrose	DISEÑO SIMPLIFICADO DE ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS 272 páginas
ISBN 1803	James Ambrose Dimitry Vergun	DISEÑO SIMPUFICADO DE EDIFICIOS Para cargas de viento y sismo 296 páginas
ISBN 0450	James M. Antill Ronald W. Woodhead	MÉTODO DE LA RUTA CRÍTICA y SU APLICACIÓN A LA CONSTRUCCIÓN 320 páginas
ISBN 3014	Francisco J. Aparicio Mijares	FUNDAMENTOS DE HIDROLOGÍA DE SUPERFICIE 304 páginas
ISBN 1988	Christopher Arnold Robert Reitherman	CONFIGURACIÓN Y DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS 300 páginas

INGENIERÍA CIVIL**OBRAS PUBLICADAS**

ISBN 2344	Gabriel Auvinet Raúl Esquivel	IMPERMEABILIZACIÓN DE LAGUNAS ARTIFICIALES 84 páginas
ISBN 2528	Rubén Ávila Espinosa	FUNDAMENTOS DE MANTENIMIENTO Guías económicas, técnicas y administrativas 180 páginas
ISBN 1498	Nabor Ballesteros Tena	TOPOGRAFÍA 476 páginas
ISBN 1153	B. Austin Barry	TOPOGRAFÍA APUCADA A LA CONSTRUCCIÓN 348 páginas
ISBN 1853	Enrique Bazán Zurita Roberto Meli Piralla	MANUAL DE DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS 242 páginas
ISBN 1623	Joseph E. Bowles	DISEÑO DE ACERO ESTRUCTURAL 602 páginas
ISBN 1197	Boris Bresler	CONCRETO REFORZADO EN INGENIERÍA. VOL. 1 Materiales, elementos estructurales 552 páginas
ISBN 0454	Boris Bresler T.Y. Un John B. Scalzi	DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO 928 páginas
ISBN 1750	Rafael Colindres Selva	ESTRUCTURAS HIPERESTÁTICAS 288 páginas
ISBN 1484	Rafael Colindres Selva	DINÁMICA DE SUELOS Y ESTRUCTURAS Aplicadas a la ingeniería sísmica 648 páginas

ISBN 0122	Ramón Companys	PLANIFICACIÓN DE PROYECTOS Métodos PERT-ROY-CPM y derivados 448 páginas
ISBN 1259	John P. Cook	CONSTRUCCIONES COMPUESTAS 376 páginas
ISBN 0458	John P. Cook	SELLADORES Y ADHESIVOS PARA CONSTRUCCIÓN Biblioteca L1MUSA para la industria de la construcción
ISBN 0459	Miguel Ángel Gorzo	INTRODUCCIÓN A LA INGENIERÍA DE PROYECTOS 228 páginas
ISBN 0109	Carlos Crespo Villalaz	VrAS DE COMUNICACIÓN Caminos, ferrocarriles, aeropuertos, puentes y puertos 688 páginas
ISBN 1416	Carlos Crespo Villalaz	MECÁNICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES 4ª edición 572 páginas
ISBN 1938	Carlos Crespo Villalaz	PROBLEMAS RESUELTOS DE MECÁNICA DE SUELOS Y DE CIMENTACIONES 164 páginas
ISBN 0021	Robert Crimmins Reuben Samuels Bernard P. Monahan	TRABAJOS DE CONSTRUCCIÓN EN ROCA 252 páginas

ISBN 0461	David A Day	MAQUINARIA PARA LA CONSTRUCCIÓN 616 páginas
ISBN 1741	David A. Day	MAQUINARIA PARA LA CONSTRUCCIÓN (tela) 616 páginas
ISBN 0462	Osear de Buen López de Heredia	DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO Comportamiento y diseño 676 páginas
ISBN 1242	Jorge Iván Díaz Aguilar Sergio H. Zapata	RESISTENCIA DE MATERIALES 580 páginas
ISBN 1627	D.J. Dowriek	DISEÑO DE ESTRUCTURAS RESISTENTES A SISMOS Para ingenieros y arquitectos 414 páginas
ISBN 0467	Jaeob Feld	FALLAS TÉCNICAS EN LA CONSTRUCCIÓN 456, páginas
ISBN 0468	Gordon A Fletcher Vernon A. Smoots	ESTUDIOS DE SUELOS y CIMENTACIONES EN LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCIÓN Biblioteca LIMUSA para la industria de la construcción 476 páginas
ISBN 1605	AJ. Francis	INTRODUCCIÓN A LAS ESTRUCTURAS Para arquitectura e ingeniería 316 páginas

ISBN 2891	Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto	CONCRETO ARQUITECTÓNICO COLADO EN OBRAS 92 páginas
ISBN 2819	Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto	EL CONCRETO EN LA OBRA. VOL. I 128 páginas
ISBN 2723	Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto	CONTROL DEL AGRIETAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO 144 páginas
ISBN 2622	Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto	CONTROL DE CALIDAD DEL CONCRETO 72 páginas
ISBN 2724	Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto	CURADO ACELERADO DEL CONCRETO A PRESIÓN ATMOSFÉRICA 104 páginas
ISBN 2725	Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto	CURADO DEL CONCRETO 54 páginas
ISBN 2980	Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto	DISEÑO DE JUNTAS VIGA-COLUMNA EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO (ACI 352) 72 páginas
ISBN 3061	Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto	PRÁCTICA PARA DOSIFICAR CONCRETO NORMAL, CONCRETO PESADO Y CONCRETO MASIVO 76 páginas
ISBN 2818	Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto	DURABILIDAD DEL CONCRETO 88 páginas

ISBN 2939	Ingenieros Civiles Asociados	EXPERIENCIAS DERIVADAS DE LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1985 (tela) 138 páginas
ISBN 3127	Ingenieros Civiles Asociados	EXPERIENCIAS DERIVADAS DE LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1985 (rústica). 132 páginas
ISBN 2368	Instituto Mexicano de la Construcción en Acero	MANUAL DE CONSTRUCCIÓN EN ACERO 238 páginas
ISBN 3060	Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto	DETALLES Y DETALLADO DEL ACERO DE REFUERZO DEL CONCRETO (ACI-315-80) 144 páginas
ISBN 2722	Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto	ADOQUINES DE CONCRETO 136 páginas
ISBN 2983	Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto	AGREGADOS PARA CONCRETO 96 páginas
ISBN 2815	Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto	DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE BLOQUES DE CONCRETO 164 páginas
ISBN 2982	Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto	CARTILLA DEL CONCRETO (ACI-SPI) 84 páginas
ISBN 2816	Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto	CIMBRAS, MATERIALES, MONTAJE Y ACCESORIOS. VOL. " 160 páginas

ISBN 2891	Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto	CONCRETO ARQUITECTÓNICO COLADO EN OBRAS 92 páginas
ISBN 2819	Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto	EL CONCRETO EN LA OBRA. VOL. I 128 páginas
ISBN 2723	Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto	CONTROL DEL AGRIETAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO 144 páginas
ISBN 2622	Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto	CONTROL DE CALIDAD DEL CONCRETO 72 páginas
ISBN 2724	Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto	CURADO ACELERADO DEL CONCRETO A PRESIÓN ATMOSFÉRICA 104 páginas
ISBN 2725	Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto	CURADO DEL CONCRETO 54 páginas
ISBN 2980	Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto	DISEÑO DE JUNTAS VIGA-COLUMNA EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO (ACI 352) 72 páginas
ISBN 3061	Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto	PRÁCTICA PARA DOSIFICAR CONCRETO NORMAL, CONCRETO PESADO Y CONCRETO MASIVO 76 páginas
ISBN 2818	Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto	DURABILIDAD DEL CONCRETO 88 páginas

ISBN 2621	Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto	DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO CONFORME AL REGLAMENTO (ACI-318-83). TOMO I 320 páginas
ISBN 2623	Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto	DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO CONFORME AL REGLAMENTO (ACI 318-83). TOMO II 284 páginas
ISBN 2620	Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto	PRACtICA RECOMENDABLE PARA EVALUACIÓN DE RESULTADOS DE PRUEBAS DE RESISTENCIA DEL CONCRETO 48 páginas
ISBN 2726	Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto	DISEÑO DE LOSAS POSTENSADAS 160 páginas
ISBN 2984	Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto	CONSTRUCCIÓN DE LOSAS Y PISOS DE CONCRETO (ACI 302 IR-80) 160 páginas
ISBN 2981	Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto	RECOMENDACIONES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS Y BASES DE CONCRETO 92 páginas
ISBN 2624	Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto	REGLAMENTOS DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO REFORZADO (ACI318-83) y COMENTARIOS 600 páginas

ISBN 0069	Eulalio Juárez Badillo Alfonso Rico Rodríguez	MECÁNICA DE SUELOS. 3ª edición Fundamentos de la mecánica de suelos Volumen I 504 páginas
ISBN 0128	Eulalio Juárez Badillo Alfonso Rico Rodríguez	MECÁNICA DE SUELOS. 3ª edición Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos Volumen" 562 páginas
ISBN 0471	Eulalio Juárez Badillo Alfonso Rico Rodríguez	MECÁNICA DE SUELOS. 3ª edición Flujo de agua en suelos Volumen 11l 414 páginas
ISBN 0472	Donald I. Katz Robert O. Goetz Edward R. Lady Dale C. Ray	INGENIERrA Conceptos y perspectivas con ejemplos y problemas 168 páginas
ISBN 1142	Edward Krick	FUNDAMENTOS DE INGENIERrA Métodos, conceptos y resultados 424 páginas
ISBN 1083	Edward Krick	INTRODUCCIÓN A LA INGENIERrA V AL DISEÑO EN LA INGENIERrA Guía para el instructor 52 páginas
ISBN 1894	T. William Lambe Robert V. Whitman	MECÁNICA DE SUELOS 584 páginas
ISBN 0478	Jesús Llamas Zamora	MANUAL PRÁCTICO PARA ÁJUSTE DE APARATOS TOPOGRÁFICOS 144 páginas

ISBN 1445	John MacSai	CONJUNTOS HABITACIONALES 544 páginas
ISBN 2295	Uriel Mancebo del Castillo	TEORÍA DEL GOLPE DE ARIETE Y SUS APLICACIONES EN INGENIERÍA HIDRÁULICA 248 páginas
ISBN 1737	Raúl J. Marsal Daniel Reséndiz	PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO 548 páginas
ISBN 0482	Manuel Medina Peralta	ELEMENTOS DE ASTRONOMÍA DE POSICIÓN 148 páginas
ISBN 2640	T.M. Megaw J.v. Bartlett	TÚNELES Planeación, diseño y construcción Volumen I 332 páginas
ISBN 1671	Roberto Meli Piralla	DISEÑO ESTRUCTURAL 582 páginas
ISBN 2619	Adam M. Neville Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto	TECNOLOGÍA DEL CONCRETO. VOL. I 288 páginas
ISBN 2817	Adam M. Neville Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto	TECNOLOGÍA DEL CONCRETO. VOL. II 328 páginas
ISBN 2820	Adam M. Neville Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto	TECNOLOGÍA DEL CONCRETO. VOL. III 404 páginas
ISBN 1304	Arthur H. Nilson	DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PRESFORZADO 604 páginas

ISBN 2894	José Luis Ordóñez	MANUAL PARA LA AUTOADMINISTRACIÓN DE CONDOMINIOS 132 páginas
ISBN 0490	Portland Cement Association	FABRICACIÓN DE CONCRETO Y ACABADOS 88 páginas
ISBN 0491	Portland Cement Association	INTERACCIÓN ESTRUCTURAL EN MARCOS Y MUROS CORTANTES 52 páginas
ISBN 0488	Portland Cement Association	PROYECTO Y CONTROL DE MEZCLAS Y CONCRETO 164 páginas
ISBN 0487	Portland Cement Association	DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO PARA AEROPUERTOS 88 páginas
ISBN 0489	Portland Cement Association	PRESAS PEQUEÑAS DE CONCRETO 64 páginas
ISBN 0100	R. Park T. Paulay	ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO 796 páginas
ISBN 1794	R. Park w.L. Gamble	LOSAS DE CONCRETO REFORZADO 688 páginas
ISBN 0484	Harry Parker	DISEÑO SIMPLIFICADO DE ARMADURAS DE TECHO PARA ARQUITECTURA Y CONSTRUCCIÓN 290 páginas

ISBN 0005	Harry Parker	INGENIER(A DE CAMPO SIMPLIFICADO Para arquitectos y constructores 264 páginas .
ISBN 2323	Harry Parker	DISEÑO SIMPLIFICADO DE CONCRETO REFORZADO 320 páginas
ISBN 0485	Harry Parker	INGENIER(A SIMPLIFICADA Para arquitectos y constructores 366 páginas
ISBN 0063	Harry Parker	DISEÑO SIMPLIFICADO DE ESTRUCTURAS DE MADERA 296 páginas
ISBN 0486	Harry Parker	TEXTO SIMPLIFICADO DE MECÁNICA Y RESISTENCIA DE MATERIALES 308 páginas
ISBN 1414	Ralph B. Peck Walter E. Hanson Thomas H. Thorburn	INGENIER(A DE CIMENTACIONES Biblioteca L1MUSA para la industria de la construcción 544 páginas
ISBN 0428	William G. Rapp	MONTAJE DE ESTRUCTURAS DE ACERO EN LA CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIOS 404 páginas
ISBN 1705	Paul F. Rice Edward S. Hoffman	DISEÑO ESTRUCTURAL CON NORMAS DE ACI 518 páginas

ISBN 0054	Alfonso Rico Hermilo del Castillo	LA INGENIERÍA DE SUELOS EN LAS VÍAS TERRESTRES Carreteras, ferrocarriles y aeropistas Volumen I 460 páginas
ISBN 0079	Alfonso Rico Hermilo del Castillo	LA INGENIERÍA DE SUELOS EN LAS VÍAS TERRESTRES Carreteras, ferrocarriles y aeropistas Volumen II 644 páginas
ISBN 1510	Francisco Robles Fernández Villegas Ramón Echenique Manrique	ESTRUCTURAS DE MADERA 368 páginas
ISBN 1961	Delfino Rodríguez Peña	DISEÑO PRÁCTICO DE ESTRUCTURAS DE ACERO 384 páginas
ISBN 2760	Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos	CIMENTOS PROFUNDOS COLADOS EN SITIO 192 páginas
ISBN 0500	Andrew Short William Kinniburgh	CONCRETO LIGERO Cálculo, fabricación, diseño y aplicaciones 672 páginas
ISBN 1579	Paschoal Silvestre	FUNDAMENTOS DE HIDRÁULICA GENERAL 384 páginas
ISBN 1598	Andrew L. Simon	HIDRÁULICA BÁSICA 234 páginas
ISBN 1800	Andrew L. Simon	HIDRÁULICA PRÁCTICA 424 páginas

ISBN 2727	Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos	VOCABULARIO DE MECANICA DE SUELOS Términos usados en Latinoamérica 112 páginas
ISBN 0503	Gilberto Sotelo Ávila	HIDRAULICA GENERAL Fundamentos Volumen I 564 páginas
ISBN 0506	George B. Sowers George F. Sowers	INTRODUCCIÓN A LA MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIÓN 680 páginas
ISBN 1904	David L. Stoner	LA SEGURIDAD EN HOSPITALES 254 páginas
ISBN 1189	Carlos Suárez Salazar	ADMINISTRACIÓN DE EMPRESAS CONSTRUCTORAS 336 páginas
ISBN 0067	Carlos Suárez Salazar	COSTO y TIEMPO EN EDIFICACIÓN 452 páginas
ISBN 3058	Carlos Suárez Salazar	MANUAL DE COSTOS Y PRECIOS EN LA CONSTRUCCIÓN 1989 364 páginas
ISBN 2842	Luis Carlos Suárez Carlos Hinojosa Salazar	MANUAL DEL ALUMINIO 116 páginas
ISBN 1513	Carlos Suárez Salazar Augusto Fernández Sagardi Alberto Espíndola Gómez	EL RÉGIMEN DE TRANSICIÓN EN LA EMPRESA CONSTRUCTORA 138 páginas

ISBN 1157	Francisco Torres Herrera	OBRAS HIDRÁULICAS 276 páginas
ISBN 0511	S. Peter Volpe	NORMAS y PROCEDIMIENTOS EN LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCIÓN 212 páginas
ISBN 0514	Richard N. White Peter Gergely Robert G. Sexsmith	INGENIER(A) ESTRUCTURAL Comportamiento de miembros y sistemas Volumen 3 632 páginas
ISBN 0513	Richard N. White Peter Gergely Robert G. Sexsmith	INGENIER(A) ESTRUCTURAL Estructuras estáticamente indeterminadas Volumen 2 366 páginas
ISBN 0512	Richard N. White Peter Gergely Robert G. Sexsmith	INGENIER(A) ESTRUCTURAL Introducción a los conceptos de análisis y diseño Volumen 1 284 páginas
ISBN 0518	Robert M. Rose Lawrence A. Shepard John Wulff	PROPIEDADES ELECTRÓNICAS Ciencia de los materiales Volumen IV 316 páginas
ISBN 0516	William G. Moffatt George W. Pearsall John Wulff	ESTRUCTURA Ciencia de los materiales Volumen I 244 páginas

ISBN 1044	IMCYC	RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE SILOS DE CONCRETO 180 páginas
ISBN 1041	IMCYC	PROBLEMAS EN EL CONCRETO Causas y soluciones 268 páginas
ISBN 1049	IMCYC	DISEÑO DE CONEXIONES DE ELEMENTOS PREFABRICADOS DE CONCRETO 126 páginas
ISBN 1050	IMCYC A. H. Allen	INTRODUCCIÓN AL CONCRETO PRESFORZADO 100 páginas
ISBN 1048	IMCYC John G. Richardson	CIMBRAS y MOLDES Guía práctica para su construcción y uso 116 páginas
ISBN 1053	IMCYC John G. Richardson	CIMBRAS. Diseño VOL. 1 186 páginas
ISBN 1033	IMCYC	ACERO DE REFUERZO DE ALTA RESISTENCIA (ACI439) 104 páginas
ISBN 1031	IMCYC	COMPACTACIÓN DEL CONCRETO 128 páginas
ISBN 1030	IMCYC	PRACTICA RECOMENDABLE PARA LA MEDICIÓN, MEZCLADO, TRANSPORTE Y COLOCACIÓN DEL CONCRETO 96 páginas

ISBN 1045	IMCYC	ESTRUCTURAS DE CONCRETO PARA EL MEJORAMIENTO DEL MEDIO AMBIENTE 100 páginas
ISBN 1051	IMCYC T.F.Ryan	CONCRETO LANZADO 72 páginas
ISBN 1038	IMCYC	CONCRETO PRESFORZADO SOMETIDO A BAJAS TEMPERATURAS 176 páginas
ISBN 1036	IMCYC	DEMOLICIÓN. ESTRUCTURAS
ISBN 1039	IMCYC	PRODUCCIÓN DE GRANDES VOLÚMENES DE CONCRETO 144 páginas
ISBN 3270	T. M. Megaw J. V. Bartlett	TÚNELES. Planeación, diseño y construcción VOL. 2 360 páginas
ISBN 3072	IMCYC	DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO CONFORME AL REGLAMENTO ACI-318-83 Volumen 111 240 páginas
ISBN 3073	IMCYC J. G. Richardson	CIMBRAS: FALLAS, SEGURIDAD DE LA CIMBRA Y DESCIMBRADO 104 páginas
ISBN 1054	IMCYC	DISEÑO DE ESTRUCTURAS RESISTENTES A SISMOS 424 páginas

ISBN 1043	IMCYC	EL CONCRETO DE LA OBRA VOL. 11I 132 páginas
ISBN 1040	IMCYC	ESTRUCTURAS DE CONCRETO RESISTENTES AL FUEGO 184 páginas
ISBN 3281	IMCYC B. K. Paúl R. P. Pama	FERROCEMENTO 232 páginas
ISBN 3443	IMCYC	ADITIVOS SUPERFLUIDIFICANTES PARA CONCRETO 108 páginas
ISBN 1038	IMCYC	CONCRETO PRESFORZADO SOMETIDO A BAJAS TEMPERATURAS 176 páginas
ISBN 3280	IMCYC	EL CONCRETO DE LA OBRA VOL. U 160 páginas
ISBN 1032	IMCYC	CRITERIOS GENERALES PARA EL PROYECTO BÁSICO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO 120 páginas
ISBN 1042	IMCYC	PRODUCTOS PREFABRICADOS DE CONCRETO 132 páginas
ISBN 1037	IMCYC Pan E. Branson	DISEÑO DE VIGAS DE CONCRETO PRESFORZADO 112 páginas

ISBN 0517	H. Wayne Hayden William G. Moffatt John Wulff	PROPIEDADES MECÁNICAS La ciencia de los materiales Volumen 111 256 páginas
ISBN 0045	Jere H. Brophy Robert M. Rose John Wulff	PROPIEDADES TERMODINÁMICAS La ciencia de los materiales 208 páginas
ISBN 1237	Leonardo Zeevaert	INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA DE CIMENTACIÓN 256 páginas