

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

QUINTA EDICIÓN

JACK C. McCORMAC
STEPHEN F. CSERNAK



Vigas compuestas

16.1 CONSTRUCCIÓN COMPUESTA

Cuando una losa de concreto está apoyada sobre vigas de acero y no existen medios para transferir los esfuerzos cortantes entre ambos elementos, el resultado es una sección en la que éstos trabajan por separado. Es obvio que las cargas que se aplican a secciones con elementos que trabajan por separado hacen que las losas se deflexionen junto con las vigas, lo que conduce a que parte de la carga sea soportada por las losas. A menos que exista una gran adherencia entre los elementos (como sería el caso cuando la viga de acero estuviera completamente embebida en el concreto, o si se instalara un sistema mecánico de conectores de fuerza cortante), la carga soportada por la losa es pequeña y puede despreciarse.

Las vigas de acero y las losas de concreto reforzado se han utilizado durante muchos años, sin tomar en consideración ningún efecto de colaboración entre ambas. Sin embargo, en las últimas décadas se ha demostrado que puede lograrse gran resistencia, uniéndolas de modo que actúen como una sola unidad para resistir las cargas. Las vigas de acero y las losas de concreto, unidas formando un elemento compuesto, en ocasiones pueden llegar a soportar un aumento en la carga del 33 al 50 por ciento o más de lo que las vigas de acero podrían soportar trabajando por separado.

La adopción de las Especificaciones AASHTO en 1944, mismas que aprueban el método de construcción de elementos compuestos, permitió la utilización de dichos elementos en puentes carreteros. Más o menos desde 1950 el uso de puentes con pisos compuestos ha aumentado rápidamente y hasta la fecha se construyen normalmente en todo Estados Unidos. En estos puentes las fuerzas cortantes longitudinales son transferidas por los largueros a la losa de concreto reforzado, o cubierta mediante conectores de fuerza cortante (que se describirán en la Sección 16.5), haciendo que la losa o cubierta ayude a resistir los momentos flexionantes. En la parte (a) de la Figura 16.1 se muestra este tipo de sección.

En 1952, la Especificación AISC aprobó por primera vez el uso en edificios de los pisos compuestos, los cuales son muy comunes en la actualidad. Las vigas de acero de estos pisos compuestos pueden estar (rara vez por lo caro que resulta) embebidas en el concreto, como se muestra en la parte (b) de la Figura 16.1, o no estarlo, teniendo conectores de fuerza cortante como se muestra en la parte (c) de la figura. Casi todos los pisos compuestos para edificios construidos actualmente, han sido del tipo en donde las vigas no están embebidas. Si las secciones de acero están embebidas en concreto, la transferencia de la fuerza cortante se

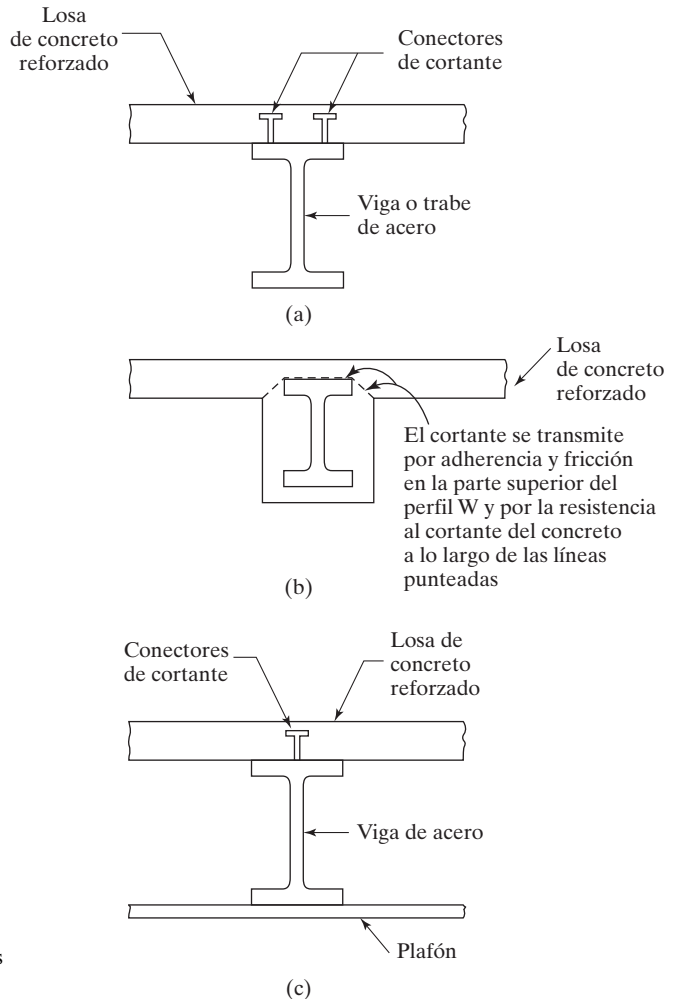


Figura 16.1

(a) Piso de puente compuesto con conectores de cortante. (b) Sección embebida para pisos de edificio. (c) Pisos de edificio con conectores de cortante.

efectúa tanto por la adherencia y la fricción entre la viga y el concreto, como por la resistencia de éste al cortante, a lo largo de las líneas punteadas mostradas en la parte (b) de la Figura 16.1.

Actualmente se usan los tableros de acero formados (ilustrados en la Figura 16.2) para casi todos los pisos compuestos de edificios. Sin embargo, los ejemplos iniciales en este capítulo se refieren al cálculo de secciones compuestas donde no se usan tableros de acero formado. Las secciones que usan tableros de acero formado se describen más adelante en el capítulo.

16.2 VENTAJAS DE LA CONSTRUCCIÓN COMPUESTA

La losa de los pisos compuestos actúa no solamente como una losa para resistir las cargas vivas, sino también como una parte integrante de la viga. En realidad, trabaja como una gran cubreplaca del patín superior de la viga de acero, aumentando marcadamente la resistencia de la viga.

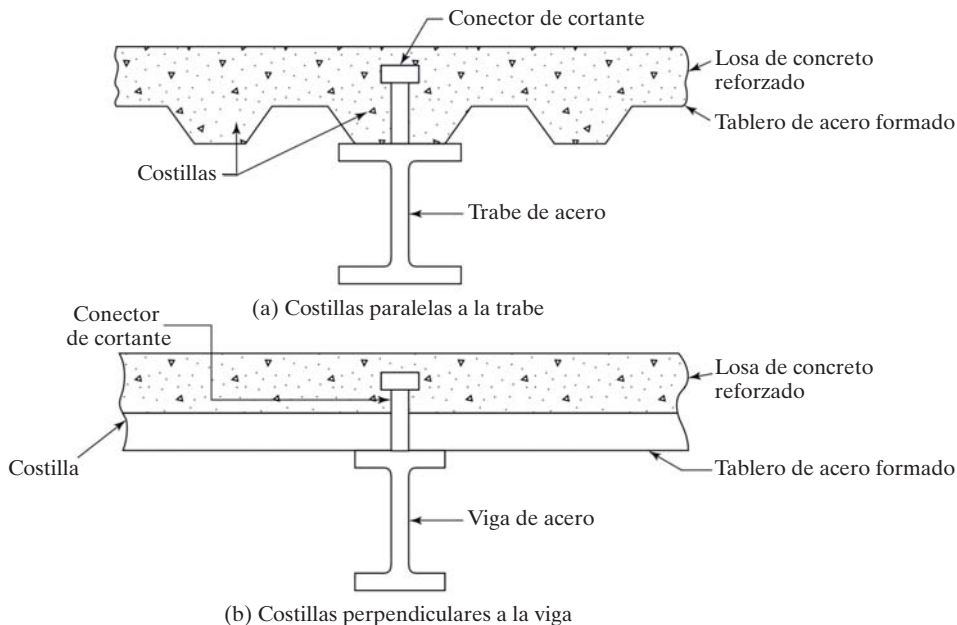


Figura 16.2

Secciones compuestas usando tableros de acero formado.

Una ventaja particular de los pisos compuestos es que aprovechan la alta resistencia del concreto a la compresión, haciendo que toda o casi toda la losa trabaje a compresión. Al mismo tiempo, un mayor porcentaje del acero trabaja a tensión (también ventajoso) que lo que es normal en las estructuras reticulares de acero. El resultado es que se requiere menos tonelaje de acero para las mismas cargas y los mismos claros (o mayores claros para secciones iguales). Las secciones compuestas tienen mayor rigidez y menores deflexiones que los elementos separados, quizá de tan sólo 20% a 30%. Además, las pruebas han demostrado que la capacidad de una estructura compuesta para soportar sobrecarga, decididamente es mayor que la del otro tipo.

Una ventaja adicional de la construcción compuesta es la posibilidad de tener menores espesores de piso, un factor que es de gran importancia en edificios altos. Menor altura entre techo y piso del mismo nivel, permite alturas de construcción reducidas, con las ventajas subsiguientes de costos menores de muros, plomería, alambrado, ductos, elevadores y cimentaciones. Otra ventaja importante, aunada a la reducción del peralte de las vigas, es el ahorro en el costo del recubrimiento contra incendio, porque la capa de recubrimiento de material contra fuego es sobre perfiles de acero más pequeños y de menor peralte.

Suele ser necesario incrementar la capacidad de carga de un sistema de piso existente. A menudo esto puede lograrse muy fácilmente en pisos compuestos soldando cubreplacas sobre los patines inferiores de las vigas.

Una desventaja de la construcción compuesta es el costo de la preparación e instalación de los conectores de fuerza cortante. Este costo extra generalmente excederá las reducciones mencionadas en tramos cortos con carga ligera.

16.3 ESTUDIO DEL APUNTALAMIENTO

Después de haber montado las vigas de acero, se cuela sobre ellas la losa de concreto. Por tanto, las vigas o el apuntalamiento temporal resistirán el peso de la cimbra, del concreto fresco y de otras cargas de construcción. Si no se emplea apuntalamiento, las vigas de acero deberán soportar todas estas cargas así como el peso propio. La mayoría de las especificaciones indica que después de que el concreto ha desarrollado el 75 por ciento de su resistencia a los 28 días, la sección ya trabaja como compuesta y puede considerarse que la sección compuesta va a resistir todas las cargas aplicadas a partir de este momento. Cuando se usa apuntalamiento, éste soporta el concreto fresco y las otras cargas de construcción. Los puntales no soportan en realidad el peso de las vigas de acero, a menos que se les dé a éstas una contraflecha inicial (lo cual no es práctico). Cuando se retiran los puntales (después de que el concreto ha desarrollado al menos el 75 por ciento de su resistencia de 28 días), el peso de la losa se transfiere a la sección compuesta y no únicamente a las vigas de acero. El estudiante puede apreciar que si se utiliza apuntalamiento, podrán usarse vigas de acero más livianas, que son más baratas. Surge entonces la pregunta, ¿será el ahorro en el costo del acero mayor que el costo extra del apuntalamiento? Probablemente la respuesta sea no. La decisión más común es utilizar vigas de acero más pesadas sin apuntalamiento por diversas razones, entre las cuales pueden citarse las siguientes:

1. Independientemente de razones económicas, el uso de puntales es una operación delicada, sobre todo donde es posible que se asienten, como es frecuente en el caso de la construcción de puentes.
2. Tanto la teoría como las pruebas de carga indican que las resistencias últimas de las secciones compuestas de dimensiones iguales son las mismas, se utilice o no el apuntalamiento. Si se seleccionan vigas de acero más livianas para un tramo determinado porque se utiliza apuntalamiento, el resultado es una menor resistencia última.
3. Otra desventaja del apuntalamiento es que después de que el concreto se endurece y el apuntalamiento se retira, la losa participará de la acción compuesta para resistir las cargas muertas. La losa será sometida a compresión por estas cargas permanentes y tendrá un flujo plástico y contracción considerables, paralelos a las vigas. El resultado será una gran disminución del esfuerzo de la losa, con el correspondiente aumento



Sistema de piso de la escuela Glen Oaks, Bellerose, N. Y. (Cortesía de CMC South Carolina Steel.)

en los esfuerzos en el acero. La consecuencia probable es que, de cualquier modo, la mayor parte de la carga muerta será soportada por las vigas de acero, y la acción compuesta servirá en realidad sólo para las cargas vivas, como si no se hubiera utilizado apuntalamiento.

- Además, en la construcción apuntalada se presentan grietas sobre las traveses de acero, requiriéndose entonces barras de refuerzo. De hecho, deben usarse también barras de refuerzo sobre las traveses en la construcción no apuntalada. Aunque las grietas serán ahí menores, ellas estarán presentes y es necesario mantenerlas tan pequeñas como sea posible.

A pesar de todo esto, la construcción apuntalada posee algunas ventajas con respecto a la construcción no apuntalada. En primer lugar, las deflexiones son más pequeñas porque ellas se basan en las propiedades de la sección compuesta. (En otras palabras, las cargas iniciales del concreto húmedo no se aplican sólo a las vigas de acero, sino a la sección compuesta total.) En segundo lugar, no es necesario efectuar una revisión en la resistencia de las vigas de acero para esta condición de carga húmeda. Esto a veces es muy importante para situaciones en donde se tienen razones bajas de carga viva a muerta.

Las deflexiones de pisos no apuntalados debido al concreto húmedo pueden en ocasiones ser muy grandes. Si las vigas no reciben combeo, se tendrá que usar concreto adicional (tal vez 10% o más) para nivelar los pisos. Por otra parte, si se especifica demasiado combeo, podríamos terminar con losas muy delgadas en aquellas áreas donde las deflexiones por concreto húmedo no son tan grandes como el combeo.

16.4 ANCHOS EFECTIVOS DE PATINES

Se presenta un problema al estimar qué porción de losa actúa como parte de la viga. Si las vigas se encuentran relativamente cerca una de otra, los esfuerzos de flexión en la losa se distribuirán en forma bastante uniforme en la zona de compresión. Sin embargo, si la distancia entre éstas es grande, los esfuerzos de flexión variarán mucho y se distribuirán en forma no lineal a través del patín. Entre más alejada esté una parte de la losa de la viga de acero, menor será su esfuerzo de flexión. Las especificaciones abordan este problema reemplazando la losa real por una losa efectiva menos ancha, pero con un esfuerzo constante. Se supone que esta losa equivalente soporta la misma compresión total que la losa real. El ancho efectivo b_e de la losa se muestra en la Figura 16.3.

La parte de la losa o patín que puede considerarse que participa en la acción de la viga compuesta está controlada por las especificaciones. La Especificación I3.1a del AISC establece que el ancho efectivo de la losa de concreto a cada lado del eje central de la viga

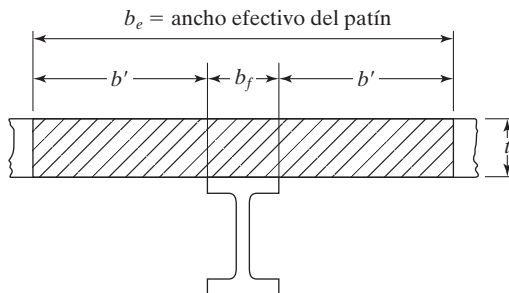


Figura 16.3.

debe tomarse igual al menor de los valores que sigue. Esta misma reglamentación se aplica si la losa existe en uno o en ambos lados de la viga:

1. Un octavo del claro de la viga medido entre centros de apoyos para claros simples y continuos.
2. La mitad de la distancia entre el eje central de la viga y el eje central de la viga adyacente.
3. La distancia entre el eje central de la viga y el borde de la losa.

Los requisitos de la AASHTO para determinar anchos efectivos de patines son algo diferentes. El ancho máximo del patín no debe exceder un cuarto del claro de la viga, ni doce veces el espesor mínimo de la losa, ni la distancia entre centros de las vigas. Si la losa existe sólo en un lado de la viga, su ancho efectivo no debe exceder un doceavo del claro de ésta, ni seis veces el espesor de la losa, ni la mitad de la distancia entre los ejes de la viga considerada y la adyacente.

16.5 TRANSMISIÓN DE LA FUERZA CORTANTE

Las losas de concreto pueden descansar directamente en el patín superior de las vigas de acero, o éstas pueden estar completamente embebidas en el concreto para protegerlas contra el fuego. Sin embargo, este último caso rara vez se usa por lo caro que resulta. La fuerza cortante longitudinal se puede transferir entre la losa y la viga por adherencia y esfuerzo cortante (y posiblemente algún tipo de refuerzo por cortante), si es necesario, cuando las vigas estén embebidas. Si no es así, la carga debe transferirse mediante conectores mecánicos. La protección contra incendio no es necesaria en puentes y la losa se coloca sobre las vigas de acero. Puesto que los puentes están sujetos a fuertes cargas de impacto, la adherencia entre las vigas y la cubierta se pierde fácilmente, por lo que se desprecia. Por esta razón, se diseñan conectores de fuerza cortante para resistir toda la fuerza cortante entre las losas y las vigas de los puentes.

Se ha experimentado con diversos tipos de conectores de cortante, incluyendo barras espirales, canales, zetas, ángulos y pernos. En la Figura 16.4 se muestran algunos de estos tipos de conectores. Por consideraciones económicas, en general se prefiere el uso de pernos redondos soldados a los patines superiores de las vigas. Se tienen pernos con diámetro de $1/2$ a 1 plg y en longitudes de 2 a 8 plg, pero la Especificación (I8.2) del AISC establece que sus longitudes no deben ser menores que 4 veces el diámetro del perno. Esta especificación también permite el uso de canales de acero laminados en caliente, pero no el de conectores en espiral.

Los pernos son barras de acero redondas soldadas por uno de sus extremos a las vigas de acero. El otro extremo está recalcado o tiene una cabeza para impedir la separación vertical de la losa y la viga. Estos pernos se pueden fijar rápidamente a las vigas de acero con pistolas especiales para soldar con operarios no especializados. El Comentario (I3.2d) del AISC describe procedimientos especiales necesarios para tableros de calibre 16 y de mayor espesor, así como para tableros con recubrimientos galvanizados pesados (> 1.25 onzas por pie cuadrado).

Muchos ingenieros usan en el campo un método práctico bastante interesante para revisar lo adecuado de las soldaduras que se usan para unir los pernos (conectores) a las vigas de acero. Toman un martillo de 5 o 6 libras y golpean pernos al azar suficientes veces como para hacerlos que se doblen aproximadamente un ángulo de 25 o 30 grados. Si los pernos no se fracturan durante el martillado, se considera que las soldaduras son satisfactorias y los pernos se dejan doblados como están, lo cual está bien porque posteriormente se ahogarán en el concreto. Si las soldaduras están defectuosas, como por ejemplo si ellas se hicieron en condiciones húmedas, pueden fracturarse y tendrán que reemplazarse.

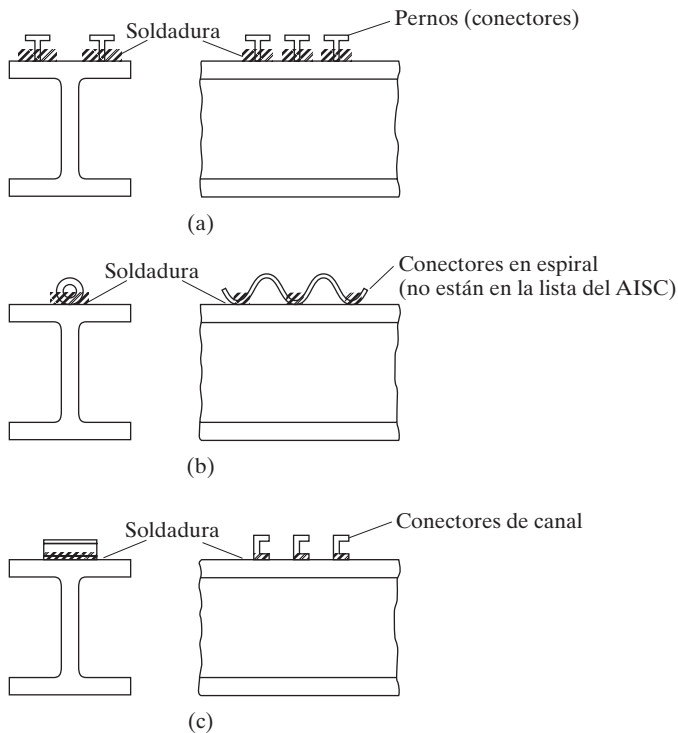


Figura 16.4
Conectores de cortante.

La instalación en taller de conectores de cortante resulta más económica, pero existe una mayor tendencia a su instalación en la obra. Existen dos razones principales para esta tendencia: los conectores se pueden dañar fácilmente durante el transporte y montaje de las vigas, y son un estorbo para los operarios que caminan por los patines superiores durante las primeras fases de la construcción.

Cuando una viga compuesta se somete a prueba, la falla ocurre probablemente por aplastamiento del concreto, por eso parece razonable considerar que el concreto y el acero han llegado a una condición plástica.

Para la siguiente discusión, considérese la Figura 16.5. Si el eje neutro plástico (PNA) queda en la losa, se dice que la fuerza cortante horizontal máxima (o fuerza horizontal en el plano entre el concreto y el acero) es igual a $A_s F_y$; y si el eje neutro plástico está en la sección de acero, se considera que la fuerza cortante horizontal máxima es igual a $0.85 f'_c A_c$, donde A_c es el área efectiva de la losa de concreto. (Para el estudiante que no conoce la teoría del diseño por resistencia del concreto reforzado, el esfuerzo promedio en la falla en el lado de compresión de una viga de concreto reforzado generalmente se supone igual a $0.85 f'_c$.)

A partir de esta información, se pueden determinar expresiones para la fuerza cortante que va a ser tomada por los conectores: El AISC (I3.2d) establece que, para que se tenga acción compuesta, la fuerza cortante horizontal total entre los puntos de máximo momento positivo y de momento nulo, deberá tomarse como el menor de los siguientes valores, donde $\sum Q_n$ es la resistencia nominal total por cortante de los conectores considerando los siguientes casos:

- a. Para el aplastamiento del concreto

$$V' = 0.85 f'_c A_c \quad (\text{Ecuación I3-1a del AISC})$$

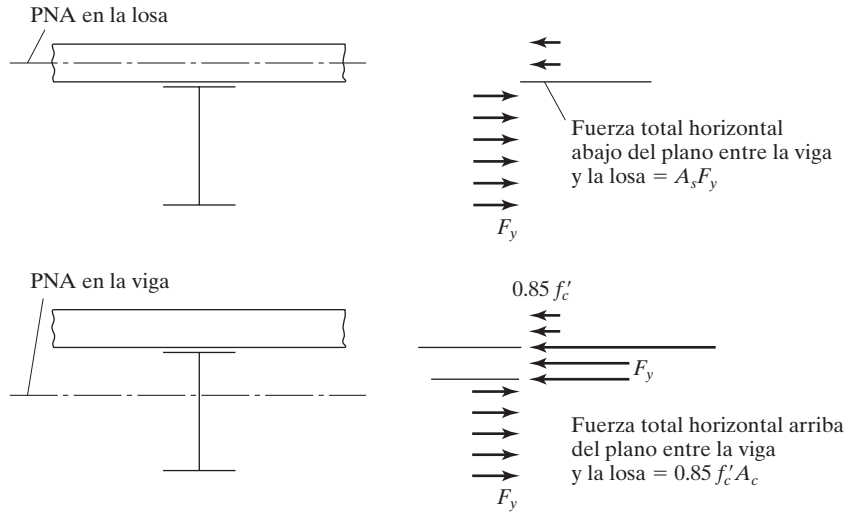


Figura 16.5.

- b. Para la fluencia a tensión de la sección de acero (para vigas híbridas, esta fuerza de fluencia se debe calcular por separado para cada una de las componentes de la sección transversal)

$$V' = F_y A_s \quad (\text{Ecuación I3-1b del AISC})$$

- c. Para la resistencia de los conectores de cortante

$$V' = \sum Q_n \quad (\text{Ecuación I3-1c del AISC})$$



Sistema de piso compuesto, North Charleston, SC. (Cortesía de CMC South Carolina Steel.)

16.6 VIGAS PARCIALMENTE COMPUESTAS

Para el siguiente análisis, se supone que necesitamos seleccionar una sección de acero que tenga una resistencia de diseño LRFD de 450 klb-pie que trabaja en forma compuesta con la losa de acero. Además, se supone que cuando se seleccione la sección en el Manual, ésta tendrá un $\phi_b M_n$ igual a 510 klb-pie (al trabajar en forma compuesta con la losa). Si ahora se instalan conectores de cortante para que se establezca una acción compuesta total, la sección tendrá una resistencia de diseño de 510 klb-pie. Pero sólo se requieren 450 klb-pie.

Parece lógico suponer que debemos proporcionar sólo un número suficiente de conectores para desarrollar una resistencia de diseño de 450 klb-pie. De esta manera podemos reducir el número de conectores y así reducir costos (tal vez una buena cantidad si se repite esta sección muchas veces en la estructura). La sección resultante es una *sección parcialmente compuesta*, o sea, una que no tiene suficientes conectores para desarrollar la resistencia de flexión total de la viga compuesta. Veremos esta situación en los Ejemplos 16-3 y 16-4.

Generalmente, se considera que la resistencia total de los conectores de cortante usados en una viga específica no debe ser menor que el 25 por ciento de la resistencia al cortante, necesaria para una acción compuesta plena ($A_s F_y$). De otra manera, nuestros cálculos no mostrarán con exactitud la rigidez y resistencia de una sección compuesta.

16.7 RESISTENCIA DE LOS CONECTORES DE CORTANTE

En las secciones compuestas, es permisible usar concreto de peso normal (hecho con agregados especificados en la norma ASTM C33) o bien, concreto ligero con peso no menor de 90 lb/pie³ (hecho con agregados producidos en horno rotatorio según la norma ASTM C330).

La Especificación del AISC proporciona los valores de las resistencias de los pernos de acero con cabeza y de longitud, después de instalados, no menor de 4 diámetros y también de las canales de acero laminadas en caliente. *Sin embargo, no proporciona los factores de resistencia para el cálculo de la resistencia de los conectores de cortante.* Esto es así porque se considera que el factor utilizado para determinar la resistencia por flexión del concreto es suficiente para tomar en cuenta las variaciones en dicha resistencia, incluyendo las variaciones asociadas con los conectores de cortante.

16.7.1 Pernos de acero de conexión por cortante

La resistencia nominal por cortante en kilolibras de un perno embebido en una losa sólida de concreto se determina con una expresión de la Especificación I8.2a del AISC. En esta fórmula, A_{sa} es el área de la sección transversal del mango del conector en pulgadas cuadradas y f'_c es el esfuerzo de compresión especificado del concreto en klb/plg². E_c es el módulo de elasticidad del concreto en klb/plg² (MPa) y es igual a $w^{1.5} \sqrt{f'_c}$ en donde w es el peso unitario del concreto en lb/pie³, mientras que F_u es la resistencia a tensión mínima especificada del conector de acero en klb/plg² (MPa). R_g es un coeficiente que se usa para considerar el efecto de grupo de los conectores, mientras que R_p es el efecto de posición de los conectores. Los valores de estos dos últimos factores se dan en la Especificación I8.2a del AISC. Aquí está la expresión para la resistencia normal al esfuerzo cortante:

$$Q_n = 0.5 A_{sa} \sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_{sa} F_u \quad (\text{Ecuación I8-1 del AISC})$$

16.8 Número, espaciamiento y requerimientos de recubrimiento de los conectores... 571

Los valores de Q_n están listados en la Tabla 3-21 del Manual del AISC. Estos valores se dan para diferentes diámetros de perno, para concreto normal y ligero de 3 y 4 klb/plg² y que pesa 110 lb/pie³, y para secciones compuestas con o sin cubierta de acero.

16.7.2 Canales de conexión por cortante

La resistencia nominal a cortante en klb de una canal de conexión por cortante se determina con la siguiente fórmula dada en la Especificación I8.2b del AISC, en donde t_f y t_w son, respectivamente, los espesores del patín y del alma de la canal y l_a es su longitud en plg (mm):

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)l_a\sqrt{f'_cE_c} \quad (\text{Ecuación I8-2 del AISC})$$

16.8 NÚMERO, ESPACIAMIENTO Y REQUERIMIENTOS DE RECUBRIMIENTO DE LOS CONECTORES DE CORTANTE

El número de conectores de cortante que se debe usar entre el punto de momento máximo y cada punto adyacente de momento nulo es igual a la fuerza horizontal que debe resistirse, dividida entre la resistencia nominal Q_n de un conector de cortante.

16.8.1 Espaciamiento de los conectores

Pruebas realizadas en vigas compuestas con conectores de cortante espaciados uniformemente, y en vigas compuestas con el mismo número de conectores espaciados según la demanda de la fuerza cortante estática, muestran pocas diferencias respecto a las resistencias últimas y a las deflexiones bajo cargas de trabajo. Esta situación prevalece siempre que el número total de conectores sea suficiente para desarrollar la fuerza cortante en ambos lados del punto de momento máximo. En consecuencia, la Especificación del AISC (I8.2c e I8.2d) permite un espaciamiento uniforme de los conectores a cada lado del punto de momento máximo. Sin embargo, el número de conectores situados entre una carga concentrada y el punto más cercano de momento nulo debe ser suficiente para desarrollar el momento máximo bajo la carga concentrada.

16.8.2 Espaciamientos máximo y mínimo

Excepto en las cubiertas de acero formado, el espaciamiento mínimo entre centros de conectores de cortante a lo largo del eje longitudinal de vigas compuestas permitido por la Especificación (I8.2d) del AISC es de 6 diámetros, mientras que el valor mínimo transversal al eje longitudinal es de 4 diámetros. Dentro de las costillas de cubiertas de acero formado, el espaciamiento mínimo permisible es de 4 diámetros en cualquier dirección. El espaciamiento máximo no deberá exceder de 8 veces el espesor total de la losa, o sea 36 plg.

Si los patines de las vigas de acero son muy estrechos, puede resultar difícil lograr el espaciamiento transversal mínimo descrito antes. En tales situaciones los pernos pueden colocarse alternados. La Figura 16.6 muestra posibles arreglos.

Si las costillas de la cubierta son paralelas al eje de la viga de acero y se requieren más conectores que los que pueden colocarse dentro de la costilla, el Comentario (I8.2d) del AISC permite la división de la cubierta de modo que se tenga espacio suficiente.

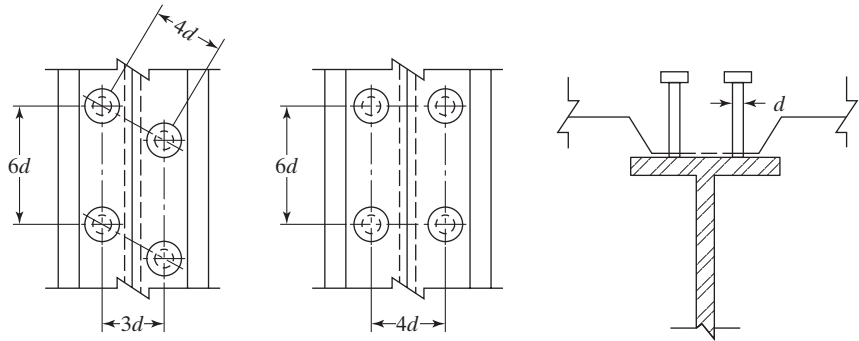


Figura 16.6
Arreglo de los
conectores.

Los conectores de cortante deben tener la capacidad de resistir movimientos tanto horizontales como verticales, ya que existe la tendencia de que la viga y la losa se separen en sentido vertical, así como a deslizarse horizontalmente. Las cabezas recalcadas de los pernos ayudan a impedir la separación vertical.

16.8.3 Requisitos para el recubrimiento

La Especificación (I8.2d) del AISC requiere que se proporcione cuando menos 1 plg de recubrimiento lateral de concreto para los conectores de cortante. Esta regla no se aplica a conectores dentro de las costillas de cubiertas de acero formado, porque las pruebas han demostrado que las resistencias no se reducen, aun cuando los conectores se coloquen muy cerca de las costillas.

Cuando los pernos no se colocan directamente sobre las almas de las vigas, éstos tienden a separarse de los patines antes de alcanzar su capacidad total a cortante. Para evitar que ocurra esto, la Especificación (I8.1) del AISC requiere que el diámetro de los pernos no sea mayor de 2.5 veces el espesor del patín de la viga a la que se encuentran soldados, a menos que estén ubicados sobre el alma.

Cuando se usan cubiertas de acero formado, la viga de acero debe conectarse a la losa de concreto con conectores recalcados de acero cuyos diámetros no sean mayores de 3/4 plg. Éstos se pueden soldar a través de la cubierta o directamente a la viga de acero. Después de su instalación, deben sobresalir por lo menos 1 1/2 plg por encima de la parte superior de la cubierta y el espesor de la losa de concreto debe sobresalir no menos de 2 plg (Especificación I3.2c(1) del AISC).

16.8.4 Posiciones fuerte y débil para conectores de cortante con cabezas de acero

Si examinamos la Tabla 3-21 en el Manual del AISC, que proporciona la resistencia calculada de los conectores con cabeza de acero para diferentes situaciones, veremos que si se usan cubiertas de acero formado con sus costillas colocadas en sentido perpendicular a la dirección longitudinal de la viga de acero, se dice que los conectores son *fuertes* o *débiles*. Actualmente, la mayoría de las cubiertas de piso de acero compuesto tienen una costilla rigidizante a la mitad de las estrías de la cubierta. Esto significa que los conectores de cortante deben colocarse a un lado o a otro de las costillas. La Figura C-I8.1 del Comentario de la Especificación del AISC muestra las posiciones fuertes y débiles para colocar los conectores. La posición fuerte está en el lado alejado de la dirección de aplicación del cortante. Asegurarse que los

conectores se coloquen en la posición fuerte en el campo no es una tarea fácil, y algunos proyectistas suponen conservadoramente que los conectores siempre se deben colocar en la posición débil, con sus resistencias al cortante más pequeñas, como se muestra en la Tabla 3-21 del AISC.

16.9 CAPACIDAD POR MOMENTO DE LAS SECCIONES COMPUESTAS

La resistencia nominal por flexión de una viga compuesta en la región de momento positivo puede estar controlada por la resistencia plástica de la sección, por la de la losa de concreto o por la de los conectores de cortante. Además, si el alma es muy esbelta y si una porción grande de ella está a compresión, el pandeo del alma puede limitar la resistencia nominal del miembro.

Poco se ha investigado acerca del tema del pandeo del alma de secciones compuestas, y por esta razón la Especificación (I3.2) del AISC aplica conservadoramente las mismas reglas a las almas de secciones compuestas que a las de secciones simples de acero. La resistencia por flexión nominal positiva, M_n , de una sección compuesta se debe determinar suponiendo una distribución plástica de esfuerzos si $h/t_w \leq 3.76\sqrt{E/F_{yf}}$. En esta expresión, h es la distancia entre las puntas de los filetes del alma (es decir, $d - 2k$), t_w es el espesor del alma, y F_{yf} es el esfuerzo de fluencia del patín de la viga. Todos los perfiles laminados W, S, M, HP y C en el Manual cumplen este requisito hasta valores F_y de 65 klb/plg². (Para secciones compuestas, h es la distancia entre líneas adyacentes de sujetadores o la distancia libre entre patines cuando se usan soldaduras.)

Si h/t_w es mayor que $3.76\sqrt{E/F_{yf}}$, el valor de M_n con $\phi_b = 0.90$ y $\Omega = 1.67$ se debe determinar superponiendo los esfuerzos elásticos. Los efectos del apuntalamiento se deben tomar en cuenta con estos cálculos.

La capacidad nominal por momento de las secciones compuestas, determinada por medio de pruebas de carga se puede estimar en forma precisa con la teoría plástica. En esta teoría se supone que la sección de acero durante la falla está totalmente plastificada, y que la parte de la losa de concreto en la zona a compresión del eje neutro está sometida a un esfuerzo igual a $0.85 f'_c$. Si cualquier parte de la losa está en la zona de tensión del eje neutro, ésta se supondrá agrietada e incapaz de soportar esfuerzos.

El eje neutro plástico (PNA) puede recaer en la losa, en el patín de la viga de acero o en su alma. En esta sección analizaremos cada uno de estos casos.

16.9.1 El eje neutro en la losa de concreto

Los esfuerzos de compresión en la losa de concreto tienen una pequeña variación entre el eje neutro plástico y la parte superior de la losa. Sin embargo, para simplificar los cálculos, estos esfuerzos se suponen con un valor constante igual a $0.85 f'_c$ sobre un área de profundidad a y ancho b_e , tal como se explica en la Sección 16.4. (Esta distribución se escoge para proporcionar un bloque de esfuerzos que tenga la misma compresión total C y el mismo centro de gravedad para la fuerza total que el que se tiene en la losa real.)

El valor de a se puede determinar con la siguiente expresión, en donde la tensión total en la sección de acero se iguala a la compresión total en la losa:

$$A_s F_y = 0.85 f'_c a b_e$$

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 f'_c b_e}$$

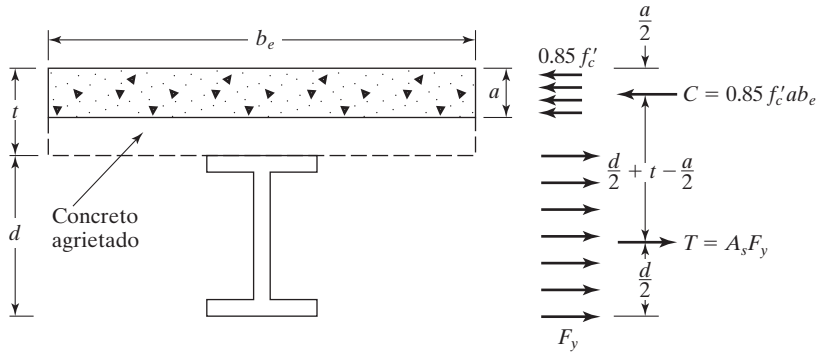


Figura 16.7
Eje neutro plástico (PNA) de la losa.

Si a es igual o menor que el espesor de la losa, el eje neutro plástico recae en la losa y la capacidad por momento plástico o nominal de la sección compuesta se puede expresar como la tensión total T o la compresión total C , multiplicada por la distancia entre sus centros gravedad. Véase la Figura 16.7.

El Ejemplo 16-1 ilustra el cálculo de $\phi_b M_p = \phi_b M_n$ y $\frac{M_n}{\Omega}$ para una sección compuesta en la que el eje neutro plástico recae dentro de la losa.

Ejemplo 16-1

Calcule $\phi_b M_n$ y $\frac{M_n}{\Omega}$ para la sección compuesta mostrada en la Figura 16.8 si $f'_c = 4 \text{ klb/plg}^2$ y $F_y = 50 \text{ klb/plg}^2$.

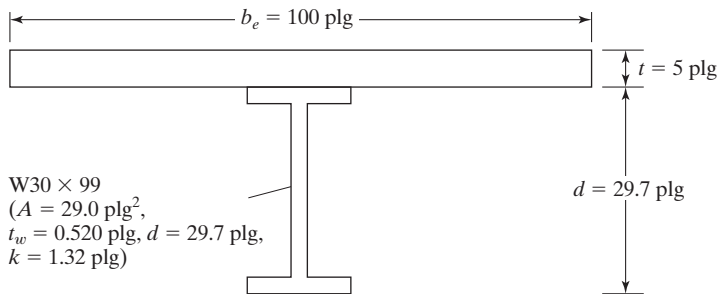


Figura 16.8.

Solución. Determinando M_n

$$h = d - 2k = 29.7 \text{ plg} - (2)(1.32 \text{ plg}) = 27.06 \text{ plg}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{27.06 \text{ plg}}{0.520 \text{ plg}} = 52.04 < 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}} = 3.76 \sqrt{\frac{29 \times 10^3}{50}} = 90.55$$

\therefore es correcto determinar M_n a partir de la distribución plástica de esfuerzos de la sección compuesta para el estado límite de fluencia (momento plástico).

Localice el PNA

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 f'_c b_e} = \frac{(29.0 \text{ plg}^2)(50 \text{ klb/plg}^2)}{(0.85)(4 \text{ klb/plg}^2)(100 \text{ plg})} = 4.26 \text{ plg} < 5 \text{ plg} \quad \therefore \text{ el PNA recae en la losa}$$

$$\therefore M_n = M_p = A_s F_y \left(\frac{d}{2} + t - \frac{a}{2} \right)$$

$$= (29.0 \text{ plg}^2)(50 \text{ klb/plg}^2) \left(\frac{29.7 \text{ plg}}{2} + 5 \text{ plg} - \frac{4.26 \text{ plg}}{2} \right)$$

$$= 25\,694 \text{ klb-plg} = 2\,141.2 \text{ klb-pie}$$

LRFD $\phi_b = 0.90$	ASD $\Omega_b = 1.67$
$\phi_b M_n = (0.90)(2141.2) = 1927.1 \text{ klb-pie}$	$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{2141.2}{1.67} = 1282.2 \text{ klb-pie}$

Nota: Si el lector consulta la Parte 3 del Manual del AISC, podrá determinar los valores de ϕM_n y $\frac{M_n}{\Omega}$ para esta viga compuesta; véase la Figura 16.9. Para usar las tablas del Manual para secciones compuestas, se supone que el PNA se localiza en la parte superior del patín de acero (TFL) o abajo en la sección de acero. En las tablas del AISC, Y1 representa la distancia del PNA a la parte superior del patín de la viga, mientras que Y2 representa la distancia desde el centroide de la fuerza efectiva del patín de concreto a la parte superior del patín de la viga ($Y_{con} - a/2$).

El lector deberá percatarse de que la posición del PNA será diferente para el método LRFD que para el método ASD si el cociente de la carga viva sobre la carga muerta no es igual a 3. El AISC ha seleccionado las posiciones del PNA que requieren la máxima transferencia de fuerza cortante. El resultado es una ligera variación de los valores calculados de momento y de los valores de la Tabla 3-19.

Con el PNA del ejemplo anterior localizado en la parte superior del patín de la viga, de la página 3-170 del Manual, con $Y2 = 5 - 4.28/2 = 2.86 \text{ plg}$ y $Y1 = 0$, y para un perfil $W30 \times 99$, el valor de $\phi M_n = \phi_b M_p$ por interpolación es de 1 926 klb-pie.

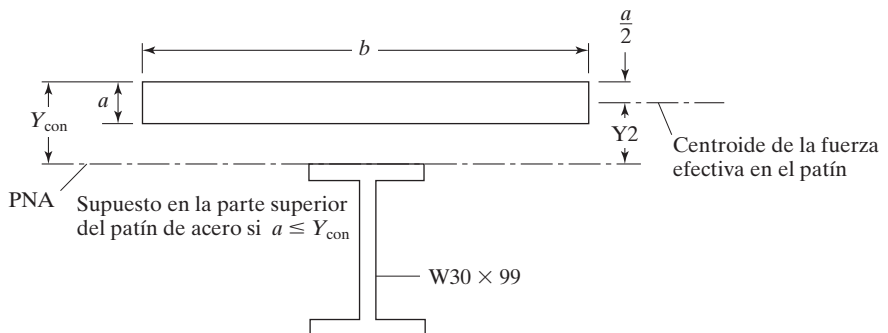


Figura 16.9.

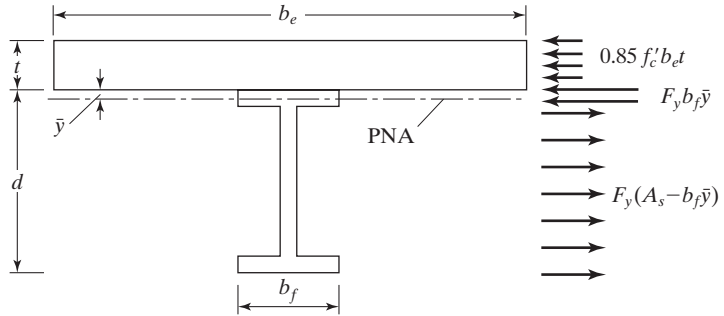


Figura 16.10
Sección compuesta con el PNA en el patín de acero.

16.9.2 Eje neutro en el patín superior de la viga de acero

Si se calcula a como se describió previamente y es mayor que el espesor t de la losa, el eje neutro plástico (PNA) quedará en la sección de acero. Si esto ocurre, será necesario determinar si el PNA recae en el patín o debajo de éste. Supongamos que se encuentra en la base del patín. La fuerza de compresión total C arriba del PNA puede calcularse como $= 0.85 f'_c b_e t + A_f F_y$, donde A_f es el área del patín, y la fuerza total de tensión debajo $T = F_y(A_s - A_f)$. Si $C > T$, el PNA estará en el patín. Si $C < T$, el PNA quedará por debajo del patín.

Suponiendo que encontramos que el PNA está en el patín, podemos determinar su posición haciendo que \bar{y} sea la distancia al PNA medida desde la parte superior del patín e igualando C con T como sigue:

$$0.85 f'_c b_e t + F_y b_f \bar{y} = F_y A_s - F_y b_f \bar{y}$$

De donde \bar{y} es igual a

$$\bar{y} = \frac{F_y A_s - 0.85 f'_c b_e t}{2 F_y b_f}$$

Entonces se puede determinar la capacidad por momento plástico o nominal de la sección con la siguiente expresión y haciendo referencia a la Figura 16.10. Al tomar momentos respecto al PNA se obtiene:

$$M_p = M_n = 0.85 f'_c b_e t \left(\frac{t}{2} + \bar{y} \right) + 2 F_y b_f \bar{y} \left(\frac{\bar{y}}{2} \right) + F_y A_s \left(\frac{d}{2} - \bar{y} \right)$$

El Ejemplo 16-2 que sigue ilustra el cálculo de $\phi_b M_n$ y $\frac{M_n}{\Omega_b}$, donde $M_n = M_p$, para una sección compuesta en la que el PNA recae en el patín.

Ejemplo 16-2

Calcule $\phi_b M_n$ y $\frac{M_n}{\Omega_b}$ para la sección compuesta mostrada en la Figura 16.11 si se usa acero de 50 klb/plg² y si f'_c vale 4 klb/plg².

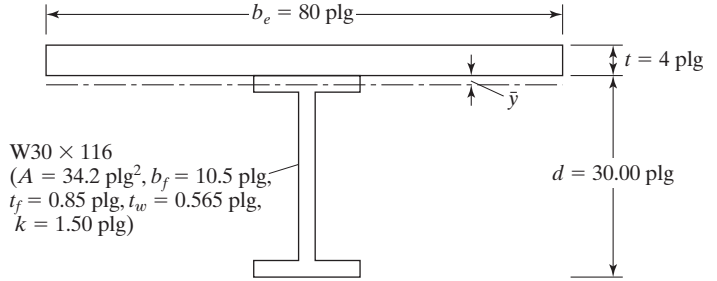


Figura 16.11.

Solución. Determinando M_n

$$h = d - 2k = 30.00 - (2)(1.50) = 27.00 \text{ plg}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{27.00 \text{ plg}}{0.565 \text{ plg}} = 47.78 < 3.76 \sqrt{\frac{29 \times 10^3}{50}} = 90.55$$

$$\therefore M_n = M_p$$

¿Está localizado el PNA en la parte superior del patín de acero?

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_e} = \frac{(34.2 \text{ plg}^2)(50 \text{ klb/plg}^2)}{(0.85)(4 \text{ klb/plg}^2)(80 \text{ plg})} = 6.29 \text{ plg} > 4.00 \text{ plg}$$

∴ El PNA está localizado en la parte inferior de la sección de acero.

¿Está el PNA en el patín o en el alma? Aquí, suponemos que está en la base del patín de acero.

$$C = 0.85 f'_c b_e t + F_f b_f t_f = (0.85)(4 \text{ klb/plg}^2)(80 \text{ plg})(4 \text{ plg}) + (50 \text{ klb/plg}^2)(10.5 \text{ plg})(0.850 \text{ plg}) = 1\,534 \text{ klb}$$

$$T = F_y(A_s - b_f t_f) = (50 \text{ klb/plg}^2)(34.2 \text{ plg}^2 - 10.5 \text{ plg} \times 0.850 \text{ plg}) = 1\,264 \text{ klb}$$

Como $C > T$, el PNA se encuentra en el patín de acero y lo localizamos de la siguiente manera:

$$\bar{y} = \frac{F_y A_s - 0.85 f'_c b_e t}{2F_y b_f} = \frac{(50 \text{ klb/plg}^2)(34.2 \text{ plg}^2) - (0.85)(4 \text{ klb/plg}^2)(80 \text{ plg})(4 \text{ plg})}{(2)(50 \text{ klb/plg}^2)(10.5 \text{ plg})} = 0.592 \text{ plg}$$

Entonces, usando la expresión de momento dada justo antes de este ejemplo, tenemos

$$M_n = M_p = (0.85)(4 \text{ klb/plg}^2)(80 \text{ plg})(4 \text{ plg}) \left(\frac{4}{2} \text{ plg} + 0.592 \text{ plg} \right) + (2)(50 \text{ klb/plg}^2)(10.5 \text{ plg})(0.592 \text{ plg}) \left(\frac{0.592}{2} \text{ plg} \right) + (50 \text{ klb/plg}^2)(34.2 \text{ plg}^2) \left(\frac{30.00}{2} \text{ plg} - 0.592 \text{ plg} \right) = 27\,650 \text{ klb-plg} = 2\,304 \text{ klb-pie}$$

LRFD $\phi_b = 0.90$	ASD $\Omega_b = 1.67$
$\phi_b M_n = (0.90)(2\,304) = 2\,074$ klb-pie	$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{2\,304}{1.67} = 1\,380$ klb-pie

Por interpolación en la Tabla 3-19 del AISC, página 3-170, con $Y1 = 0.592$ plg y $Y2 = 2.0$ plg, obtenemos $2\,110 - \left(\frac{0.592 - 0.425}{0.638 - 0.425}\right)(2\,110 - 2\,060) = 2\,070$ klb-pie para el método LRFD, y de una manera similar para el método ASD, obtenemos $1\,376.5$ klb-pie.

Si tenemos una sección parcialmente compuesta con ΣQ_n menor que $A_s F_y$, el PNA estará en la sección de acero; y si está en el patín, el valor de $\phi_b M_n$ se puede determinar con la ecuación usada en el Ejemplo 16.2. En las tablas de diseño compuesto presentadas en el Manual, se muestran valores de ΣQ_n y $\phi_b M_n$ para siete diferentes posiciones del PNA —en la parte superior del patín, en los cuartos del patín, en la parte inferior del patín y en dos puntos del alma. Puede usarse una interpolación lineal con los valores tabulados.

16.9.3 El eje neutro en el alma de la sección de acero

Si para una sección compuesta determinada encontramos que a es mayor que el espesor de la losa, y si luego suponemos que el PNA se localiza en la base del patín de acero, calculamos C y T y resulta que T es mayor que C , entonces el PNA recaerá en el alma. Podemos efectuar cálculos similares a los que usamos para el caso en donde el PNA se localizaba en el patín. No mostramos tales cálculos porque las Tablas de Diseño Compuesto en la Parte 3 del Manual contienen los casos más comunes.

16.10 DEFLEXIONES

Las deflexiones en vigas compuestas se pueden calcular con los mismos métodos usados para otros tipos de vigas. El estudiante debe ser cuidadoso al calcular deflexiones por separado para los varios tipos de cargas. Por ejemplo, hay cargas muertas aplicadas sólo a la sección de acero (si no se usa apuntalamiento), cargas muertas aplicadas a la sección compuesta y cargas vivas aplicadas a la sección compuesta.

El efecto a largo plazo del flujo plástico en el concreto a compresión causa que las deflexiones aumenten con el tiempo. Sin embargo, estos incrementos generalmente no se consideran importantes en una viga compuesta promedio. Esto es generalmente cierto, a menos que se consideren claros grandes y cargas vivas permanentes grandes (Comentario I3.2.4 del AISC).

Si va a usarse concreto de peso ligero, deberá considerarse el módulo de elasticidad real E_c de ese concreto (que puede ser muy pequeño) al calcular el momento de inercia de la sección transformada I_{tr} para el cálculo de las deflexiones. Para el cálculo de esfuerzo usamos el E_c para concreto de peso normal.

En general, las deflexiones por cortante se desprecian, aunque en ocasiones pueden ser bastante grandes.¹ Las vigas de acero pueden recibir combeo para todas o parte de las

¹L. S. Beedle et al., *Structural Steel Design* (Nueva York: Ronald Press, 1964), p. 452.

deflexiones. Es factible en algunos casos fabricar una losa de piso un poco más gruesa en el centro que en sus bordes para compensar las deflexiones.

El ingeniero estructurista podría desear controlar las vibraciones en pisos compuestos sometidos a tráfico peatonal u otras cargas móviles. Éste puede ser el caso donde se tienen grandes áreas abiertas de pisos sin amortiguamiento proporcionado por muros divisorios, como en los grandes centros comerciales. En tales casos deben efectuarse análisis dinámicos.²

Cuando se usan las especificaciones del AISC para seleccionar vigas de acero para secciones compuestas, los resultados serán a menudo vigas de acero algo pequeñas y pisos de poco espesor. Tales pisos no apuntalados tendrán con frecuencia grandes deflexiones al colocar el concreto. En consecuencia, frecuentemente los ingenieros requerirán combeo en las vigas. Otras alternativas incluyen la selección de vigas mayores o el uso de apuntalamiento.^{3,4}

Las vigas seleccionadas deberán, por supuesto, tener valores $\phi_b M_n$ o $\frac{M_n}{\Omega}$ suficientes para soportarse a sí mismas y al concreto húmedo. Sin embargo, sus tamaños estarán probablemente dictados más por las deflexiones debidas al concreto húmedo que por consideraciones de momentos. Se considera una buena práctica limitar estas deflexiones a valores máximos de aproximadamente 2 1/2 plg. Las deflexiones mayores que estos valores tienden a causar problemas con el colado correcto del concreto.

Una solución alternativa a estos problemas implica el uso de conexiones parcialmente restringidas o conexiones PR (analizadas en el Capítulo 15). Cuando se usan esas conexiones, las deflexiones y momentos en el centro del claro se reducen apreciablemente, permitiendo el empleo de trabes más pequeñas. Además, habrá también reducción en las molestas vibraciones que son un problema en pisos compuestos de poco espesor.

Cuando se usan conexiones semirrígidas PR, se generan momentos negativos en los soportes. En la Sección 16.12 de este capítulo se muestra que las especificaciones AISC permiten el uso de resistencias de diseño por momento negativo para pisos compuestos, siempre que se cumplan ciertos requisitos respecto a los conectores de cortante y desarrollo del refuerzo de la losa en la región de momento negativo.

Para construcción compuesta sin apuntalamiento, las deflexiones finales serán iguales a las deflexiones iniciales causadas por el concreto húmedo calculadas con los momentos de inercia de las vigas de acero, más las deflexiones debido a las cargas aplicadas después del fraguado del concreto, calculadas con los momentos de inercia de las secciones compuestas. Si se usa construcción apuntalada, todas las deflexiones se calcularán con los momentos de inercia de las secciones compuestas. Estos momentos de inercia, que se denominan momentos de inercia del límite inferior, se estudian posteriormente en la siguiente sección de este capítulo.

16.11 DISEÑO DE SECCIONES COMPUESTAS

La construcción compuesta presenta ventajas económicas cuando las cargas son pesadas, los claros largos y las vigas están espaciadas a intervalos grandes. En marcos de edificios de acero, la construcción compuesta resulta económica para claros que varían aproximadamente de 25 a 50 pies, con mayor ventaja en los claros más largos. En puentes se han construido

²Thomas M. Murray, "Design to Prevent Floor Vibrations", *Engineering Journal*, AISC, vol. 12, núm. 3 (3er. trimestre, 1975), pp. 82-87.

³R. Leon, "Composite Semi-Rigid Connections", *Modern Steel Construction*, vol. 32, núm. 9 (AISC, Chicago: octubre, 1992), pp. 18-23.

⁴Innovative Design Cuts Costs", *Modern Steel Construction*, vol. 33, núm. 4 (AISC, Chicago: abril, 1993), pp. 18-21.

claros simples económicamente de hasta 120 pies y claros continuos de 50 a 60 pies más largos. Los puentes compuestos generalmente son económicos para claros simples mayores de 40 pies y para claros continuos mayores de 60 pies.

En ocasiones se sueldan cubreplacas a los patines inferiores de las vigas de acero, con mayor economía. Se puede ver que con la losa trabajando junto con la viga, existe una gran área a compresión disponible y que al añadir las cubreplacas al patín de tensión, se logra un mejor equilibrio del conjunto.

En edificios altos donde la altura libre de los pisos es un problema, es conveniente usar el espesor mínimo posible para los pisos. En edificios se recomiendan relaciones mínimas peralte/claro de aproximadamente $1/24$ si las cargas son mayormente estáticas y de $1/20$ si las cargas pueden causar vibraciones apreciables. Los espesores de las losas de los pisos se conocen (del diseño del concreto) y los peraltes de las vigas de acero pueden estimarse bastante bien a partir de estas relaciones.

Antes de intentar diseñar algunas secciones compuestas, se analizarán en los párrafos siguientes varios conceptos tales como soporte lateral, apuntalamiento, peso estimado de la viga de acero y límite inferior del momento de inercia.

16.11.1 Soporte lateral

Después de que el concreto de la losa ha fraguado, ésta proporciona suficiente soporte lateral al patín de compresión de la viga de acero. Sin embargo, durante la fase de construcción antes de que el concreto fragüe, el soporte lateral puede resultar insuficiente y su resistencia de diseño tiene que reducirse, dependiendo de la longitud sin soporte lateral estimada. Cuando se unen al patín de compresión de la viga, cubiertas de acero formado o cimbra para el concreto, por lo general éstas proporcionarán suficiente soporte lateral. El proyectista debe ser muy claro en la consideración del soporte lateral para las vigas totalmente embebidas.

16.11.2 Vigas apuntaladas

Si las vigas se apuntalan durante la construcción, supondremos que la sección compuesta resistirá todas las cargas cuando se retire el apuntalamiento.

16.11.3 Vigas sin apuntalamiento

Si durante la construcción no se usa un apuntalamiento temporal, la viga de acero debe ser capaz de soportar sola, todas las cargas antes de que el concreto fragüe y contribuya a la acción compuesta.

Sin apuntalamiento, las cargas del concreto fresco tienden a producir grandes deflexiones en la viga, lo que nos obliga a construir losas más gruesas donde las deflexiones de la viga son considerables. Eso se puede remediar, en parte, dándole contraflecha a las vigas.

La especificación del AISC no proporciona ningún margen extra contra los esfuerzos de fluencia que ocurren en las vigas durante la construcción de pisos compuestos sin apuntalamiento. Suponiendo que se dispone de un soporte lateral satisfactorio, la Especificación (F2) establece que el momento factorizado máximo no debe exceder de $0.90 F_y Z$. En efecto, el 0.90 mantiene el momento factorizado máximo en un valor aproximadamente igual al momento de fluencia $F_y S$.

Para calcular el momento que debe resistirse durante la construcción, parece lógico considerar al concreto fresco como una carga viva y tal vez incluir una carga viva extra (tal vez de 20 lb/pie^2) que tome en cuenta las actividades propias de la construcción.

16.11.4 Peso estimado de la viga de acero

Como se ilustra en el Ejemplo 16.3, a veces puede ser útil estimar el peso de la viga de acero. La tercera edición del Manual del LRFD suministra la siguiente fórmula empírica para este fin en la Parte 5 (página 5-26):

$$\text{Peso estimado de la viga} = \left[\frac{12M_u}{(d/2 + Y_{con} - a/2)\phi F_y} \right]^{3.4}$$

En donde:

M_u = resistencia a la flexión requerida por la sección compuesta, klb-pie

d = peralte nominal de la viga de acero, plg

Y_{con} = distancia entre la parte superior de la viga de acero y la parte superior de la losa de concreto, plg

a = espesor efectivo de la losa de concreto (que se puede estimar conservadoramente igual a poco más o menos 2 plg)

ϕ = 0.85

16.11.5 Límite inferior del momento de inercia

La Parte 3 del Manual (Tabla 3-20) contiene tablas con valores del límite inferior de momentos de inercia que sirven para calcular las deflexiones bajo carga de servicio de secciones compuestas. Estos valores se calculan con base en el área de la viga de acero y un área de concreto equivalente igual a $\Sigma Q_n/F_y$. El resto del patín de concreto no se usa en estos cálculos. Esto significa que se tienen secciones parcialmente compuestas, el valor del límite inferior del momento de inercia reflejará esta situación porque ΣQ_n será más pequeño. El límite inferior del momento de inercia se calcula con la siguiente expresión. Véase la Figura 16.12 que es la Figura 3-5 de la Parte 3 del Manual del AISC. Los términos se definen en el Comentario I3 del AISC.

$$I_{LB} = I_s + A_s(Y_{ENA} - d_3)^2 + \left(\frac{\Sigma Q_n}{F_y} \right) (2d_3 + d_1 - Y_{ENA})^2$$

(Ecuación C-I3-1 del Comentario del AISC)

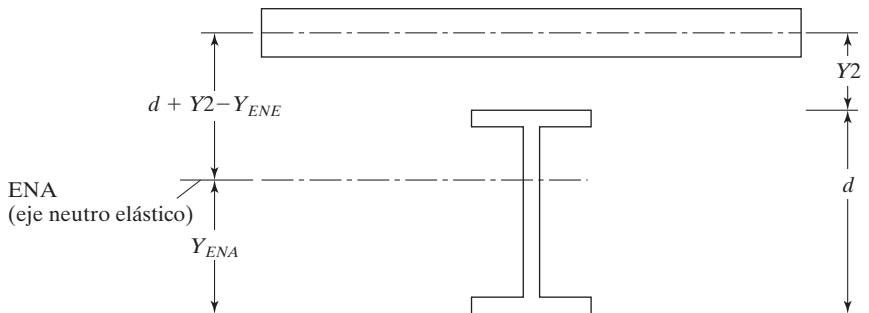


Figura 16.12.

Aquí,

I_{LB} = límite inferior del momento de inercia, plg^4

I_s = momento de inercia de la sección de acero, plg^4

d_1 = distancia desde la fuerza de compresión en el concreto a la parte superior de la sección de acero, plg

d_3 = distancia desde la fuerza resultante de tensión del acero para la fluencia de tensión de la sección completa a la parte superior del acero, plg

Y_{ENA} = la distancia desde el paño inferior de la viga al eje neutro elástico (ENA), plg

$$= \left[\left(A_s d_3 + \left(\frac{\sum Q_n}{F_y} \right) (2d_3 + d_1) \right) \right] / \left(A_s + \frac{\sum Q_n}{F_y} \right) \quad (\text{C-13-2})$$

16.11.6 Refuerzo complementario

En los cálculos de diseño de edificios, se considera que los claros están simplemente soportados, pero en realidad las vigas de acero no tienen en general extremos perfectamente planos. Debido a ello es que en los extremos de las vigas pueden presentarse momentos negativos que tienden a agrietar la losa. Para prevenir o minimizar ese agrietamiento, se coloca refuerzo complementario en la parte superior de la losa sobre una longitud de 2 a 3 pies. Este refuerzo es adicional al requerido por temperatura y contracción según especificaciones del American Concrete Institute.⁵

16.11.7 Problemas ejemplo

Los Ejemplos 16-3 y 16-4 ilustran los diseños de dos secciones compuestas no apuntaladas.

Ejemplo 16-3

Seleccione vigas de 36 pies de claro simple, colocadas a 10 pies entre centros, para soportar una losa de concreto ligero de 4 plg de espesor, colocada sobre una cubierta de acero formado de 3 plg de peralte sin apuntalamiento. Las costillas de la cubierta de acero están colocadas perpendicularmente al eje longitudinal de las vigas y tienen anchos promedio de 6 plg . Si la carga muerta de servicio (incluido el peso de la viga) es de 0.78 klb/pie de longitud de las vigas y la carga viva de servicio es de 2 klb/pie , a) seleccione las vigas, b) determine el número necesario de pernos de 3/4 plg , c) calcule la deflexión por carga viva de servicio y d) revise el cortante en la viga. Otros datos son los siguientes: acero de 50 lb/plg^2 , $f_c = 4 \text{ klb/plg}^2$, y peso del concreto igual a 110 lb/pie^3 .

Solución. Cargas y momentos

⁵*Building Code Requirements for Reinforced Concrete*, ASCI std. 318-05 (Detroit: American Concrete Institute, 2005), Sección 7.12.

LRFD	ASD
$w_u = (1.2)(0.78) + (1.6)(2.0) = 4.14 \text{ klb/pie}$	$w_a = 0.78 + 2.0 = 2.78 \text{ klb/pie}$
$M_u = \frac{(4.14)(36)^2}{8} = 670.7 \text{ klb/pie}$	$M_a = \frac{(2.78)(36)^2}{8} = 450.4 \text{ klb/pie}$

Ancho efectivo b_e del patín

$$b_e = (2)\left(\frac{1}{8} \times 36 \times 12\right) = 108 \text{ plg} \leftarrow$$

$$b_e = (2)(5 \times 12) = 120 \text{ plg}$$

a. Selección de un perfil W

Y_{con} = distancia entre partes superiores del patín y de la losa = $4 + 3 = 7 \text{ plg}$

Suponemos $a = 2 \text{ plg} < 4 \text{ plg}$ (Por lo general es un valor muy pequeño, sobre todo en secciones relativamente ligeras.)

$Y1$ es la distancia entre el PNA y la parte superior del patín = 0 plg

$Y2$ es la distancia entre el centro de gravedad de la fuerza en el patín de concreto y la parte superior del patín de la viga = $7 - a/2 = 7 - 2/2 = 6 \text{ plg}$

Consultando las tablas del Manual para secciones compuestas, con $M_u = 670.7 \text{ klb-pie}$, $Y1 = 0$, y $Y2 = 6 \text{ plg}$, podemos ver que parecen razonables varias piezas W18 (46 lb, 50 lb y 55 lb).

Ensayamos una W18 \times 46 ($A = 13.5 \text{ plg}^2$, $I_x = 712 \text{ plg}^4$);

Revise la deflexión debida al concreto húmedo más el w de la viga

$$w = \left(\frac{4}{12}\right)(110)(10) + 46 = 413 \text{ lb/pie}$$

$$M = \frac{(0.413)(36)^2}{8} = 66.9 \text{ klb-pie}$$

$C_1 = 161$ de la Figura 3-2 en el Manual del AISC

$$\Delta = \frac{ML^2}{C_1 I_x} = \frac{(66.9)(36)^2}{(161)(712)} = 0.76 \text{ plg} < 2.5 \text{ plg} \quad \mathbf{OK}$$

Suponemos $\Sigma Q_n = A_s F_y = (13.5)(50) = 675 \text{ klb}$ ($\Sigma Q_n = 677 \text{ klb}$ de la Tabla 3-19 del AISC)

$$\text{Entonces, } a \text{ requerido} = \frac{\Sigma Q_n}{0.85 f'_c b_e} = \frac{675}{(0.85)(4)(108)} = 1.84 \text{ plg} < 4 \text{ plg}$$

$$Y1 = 0$$

$$Y2 = 7.00 - \frac{1.84}{2} = 6.08 \text{ plg}$$

$\phi_b M_n$ del Manual, por interpolación,

$$= 763 + \left(\frac{0.08}{0.50}\right)(788 - 763) = 767 \text{ klb-pie} > 670.7 \text{ klb-pie} \quad \mathbf{OK}$$

Este momento para el cual ΣQ_n vale 677 klb está un poco del lado alto. Para la misma W18 × 46, podemos consultar el caso de la Tabla 3-19 del AISC donde Y1 es el mayor posible, para proporcionar un valor de $\phi_b M_n$ de aproximadamente 671 klb-pie con Y2 = aproximadamente 6 plg. El resultado será que ΣQ_n será menor, y serán necesarios menos conectores de cortante. Esto ocurrirá cuando Y1 = 0.303 plg y $\Sigma Q_n = 494$ klb-pie (véase la Tabla 3-19 del AISC) con Y2 = 6 plg.

$$a_{req} = \frac{\Sigma Q_n}{0.85f'_c b_e} = \frac{494}{(0.85)(4)(108)} = 1.35 \text{ plg}$$

$$Y2 = 7.00 - \frac{1.35}{2} = 6.33 \text{ plg}$$

LRFD	ASD
$\phi_b M_n = 678 + \left(\frac{0.33}{0.50}\right)(697 - 678) = 690.5 \text{ klb-pie}$ $> 670.7 \text{ klb-pie OK}$	$\frac{M_n}{\Omega} = 451 + \left(\frac{0.33}{0.50}\right)(464 - 451)$ $= 459.6 \text{ klb-pie} > 450.4 \text{ klb-pie}$

Use una W18 × 46, $F_y = 50 \text{ klb/plg}^2$.

- b. Diseño de los pernos de acero con cabeza

En la Tabla 3-21 del AISC se proporcionan las resistencias (o los valores de Q_n) de los pernos individuales. El autor seleccionó de esta tabla un valor de 21.2 klb para pernos de 3/4 plg ahogados en concreto ligero de 4 klb/plg² que pesa 110 lb/pie³. Para obtener este valor, también se adoptó la hipótesis de que solamente se colocaría un perno en cada costilla y que los pernos estarían en la posición fuerte descrita en la Sección I8.2a del Comentario del AISC.

$$\text{Número de conectores requeridos} = \frac{\Sigma Q_n}{Q_n} = \frac{494}{21.2} = 23.3$$

Use 24 pernos de 3/4 plg a cada lado del punto de momento máximo (el cual es L_c aquí).

- c. Cálculo de la deflexión LL por carga viva

Suponemos la deflexión máxima permisible LL por carga viva

$$\frac{1}{360} \text{ claro} = \left(\frac{1}{360}\right)(12 \times 36) = 1.2 \text{ plg}$$

$C_1 = 161$ de la Figura 3-2 en el Manual del AISC

$$M_L = \frac{(2.0 \text{ klb/pie})(36 \text{ pies})^2}{8} = 324 \text{ klb-pie}$$

I_{LB} = límite inferior del momento de inercia de la Tabla 3-20 del AISC usando interpolación lineal

$$= 2000 + \left(\frac{0.33}{0.50}\right)(2090 - 2000) = 2059 \text{ plg}^4$$

$$\Delta_L = \frac{M_L^2}{C_1 I_{LB}} = \frac{(324)(36)^2}{(161)(2059)} = 1.27 \text{ plg} > 1.2 \text{ plg} \text{ Un poco alto}$$

d. Revisión del cortante en la viga para la sección de acero

LRFD	ASD
$V_u = \frac{4.14(36)}{2} = 74.5 \text{ klb}$	$V_a = \frac{2.78(36)}{2} = 50.0 \text{ klb}$
$\phi V_n = 195 \text{ klb de la Tabla 3-2 en el Manual OK}$	$\frac{V_n}{\Omega} = 130 \text{ klb de la Tabla 3-2 en el Manual OK}$

Use una W18 × 46 con cuarenta y ocho pernos de 3/4 plg.

Ejemplo 16-4

Usando los mismos datos del Ejemplo 16-3, excepto que $w_L = 1.2 \text{ klb/pie}$ y $f'_c = 3 \text{ klb/plg}^2$, resuelva las siguientes tareas:

- Seleccione la viga de acero para la acción compuesta.
- Si los pernos se colocan en la posición débil con no más de un perno por costilla, determine el número de pernos de 3/4 plg que se requieren.
- Revise la resistencia de la viga antes de que fragüe el concreto.
- Calcule la deflexión por carga de servicio antes de que fragüe el concreto. Suponga una carga viva de construcción de 20 lb/plg^2 .
- Determine la deflexión por carga viva de servicio cuando ya se tiene acción compuesta.
- Revise el cortante.
- Seleccione una sección de acero para soportar todas las cargas si no se usan conectores de cortante, y calcule su deflexión por carga viva de servicio.

Solución

LRFD	ASD
$w_u = (1.2)(0.78) + (1.6)(1.2) = 2.86 \text{ klb/pie}$	$w_a = 0.78 + 1.2 = 1.98 \text{ klb/pie}$
$M_u = \frac{(2.86)(36)^2}{8} = 463.3 \text{ klb/pie}$	$M_a = \frac{(1.98)(36)^2}{8} = 320.8 \text{ klb/pie}$

- Seleccione el perfil W

$$Y_{\text{con}} = 4 + 3 = 7 \text{ plg}$$

Suponga $a = 2 \text{ plg}$

$$Y_1 = 0$$

$$Y_2 = 7 - \frac{2}{2} = 6 \text{ plg}$$

Ensayamos una W16 × 31 ($A = 9.13 \text{ plg}^2$, $d = 15.9 \text{ plg}$, $t_w = 0.275 \text{ plg}$)

Suponemos $\Sigma Q_n = (9.13)(50) = 456.5$ klb o 456 klb de la Tabla 3-19 del Manual del AISC

$$a = \frac{456.5}{(0.85)(3)(108)} = 1.66 \text{ plg} < 4 \text{ plg}$$

$$Y_2 = 7 - \frac{1.66}{2} = 6.17 \text{ plg}$$

$\phi_b M_n$ de la Tabla 3-19 del AISC por interpolación

$$= 477 + \left(\frac{0.17}{0.50}\right)(494 - 477) = 482.8 \text{ klb-pie} > 463.3 \text{ klb-pie} \quad \mathbf{OK}$$

b. Diseño de los pernos

Q_n de la Tabla 3-21 del AISC = 17.2 klb

No podemos recorrer hacia abajo los valores para la W16 × 31 para obtener una reducción, ya que los valores de $\phi_b M_n$ son insuficientes

$$\Sigma Q_n = 456.5 \text{ klb}$$

$$\text{Número de pernos necesarios} = \frac{456.5}{17.2} = 26.5$$

Use veintisiete pernos de 3/4 plg a cada lado del centro del claro.

c. Revisión de la resistencia de la sección W antes del fraguado del concreto.

Suponemos que el concreto fresco es una carga viva durante la construcción y además añadimos una carga viva por construcción de 20 lb/pie².

Peso del concreto = peso de la losa + peso de las costillas

$$= \left(\frac{4}{12}\right)(10)(110) + [(3)(6)/144](110)(10) = 504 \text{ lb/pie}$$

Otras cargas muertas = peso de la cubierta (suponga = 2 lb/pie²) + peso de la viga
= 2(10) + 31 = 51 lb/pie

LRFD	ASD
$w_u = (1.2)(0.051) + (1.6)(0.020 \times 10 + 0.504) = 1.19 \text{ klb/pie}$	$w_a = 0.051 + 0.704 = 0.76 \text{ klb/pie}$
$M_u = \frac{(1.19)(36)^2}{8} = 192.8 \text{ klb-pie}$	$M_a = \frac{(0.76)(36)^2}{8} = 123.1 \text{ klb-pie}$
Suponga que la cubierta de metal provee arriostramiento lateral $\phi M_n = 203 \text{ klb-pie}$ de la Tabla 3-2 del AISC > 192.8 klb-pie OK	$\frac{M_n}{\Omega} = 135 \text{ klb-pie}$ de la Tabla 3-2 del AISC > 123.1 klb-pie OK

d. Deflexión por carga de servicio antes del fraguado. I_x para una W16 × 31 = 375 plg⁴
(no es el límite inferior I)

Use $w_D = 0.76 \text{ klb/pie}$

$$M_D = \frac{(0.76)(36)^2}{8} = 123.1 \text{ klb-pie}$$

$$\Delta_{DL} = \frac{(123.1)(36)^2}{(161)(375)} = 2.64 \text{ plg} > 2.50 \text{ plg}$$

(Podríamos darle combeo a esta viga por esta deflexión y/o usar conexiones PR.)

e. Deflexión por carga viva de servicio cuando se tiene ya acción compuesta

$$M_L = \frac{(1.2)(36)^2}{8} = 194.4 \text{ klb-pie}$$

Límite inferior I de la Tabla 3-20 del AISC con $Y1 = 0$ y $Y2 = 6.17$ plg

$$I = 1260 + \left(\frac{0.17}{0.50}\right)(1320 - 1260) = 1284 \text{ plg}^4$$

$$\Delta_L = \frac{(194.4)(36)^2}{(161)(1284)} = 1.22 \text{ plg} > \frac{L}{360} = 1.2 \text{ plg} \text{ (Probablemente OK)}$$

f. Revisión del cortante

LRFD	ASD
$w_u = (1.2)(0.78) + (1.6)(1.2) = 2.86 \text{ klb/pie}$	$w_a = 0.78 + 1.2 = 1.98 \text{ klb/pie}$
$V_u = \frac{(2.86)(36)}{2} = 51.5 \text{ klb}$	$V_a = \frac{(1.98)(36)}{2} = 35.64 \text{ klb}$
$\phi V_n = 131 \text{ klb}$ de la Tabla 3-2 del AISC $> 51.4 \text{ klb}$ OK	$\frac{V_n}{\Omega} = 87.3 \text{ klb}$ de la Tabla 3-2 del AISC $> 35.64 \text{ klb}$ OK

g. Seleccione el perfil de acero si no se tiene acción compuesta

LRFD	ASD
$M_u = 463.3 \text{ klb-pie}$	$M_a = 320.8 \text{ klb-pie}$
Seleccione una W21 \times 55 de la Tabla 3-2 del AISC	Seleccione una W24 \times 55 de la Tabla 3-2 del AISC
$\phi M_n = 473 \text{ klb-pie} > 463.3 \text{ klb-pie}$	$\frac{M_n}{\Omega} = 334 \text{ klb-pie} > 320.8 \text{ klb-pie}$

$$I_x \text{ para una W21} \times 55 = 1\,140 \text{ plg}^4$$

$M_L = 194.4 \text{ klb-pie}$ de la parte e de este problema

$$\text{Deflexión de la carga viva de servicio} = \frac{(194.4)(36)^2}{(161)(1140)} = 1.37 \text{ plg} > \frac{L}{360} = 1.2 \text{ plg}$$

$$I_x \text{ mínimo para limitar la deflexión a } 1.2 \text{ plg} = \left(\frac{1.37}{1.2}\right)(1\,140) = 1\,302 \text{ plg}^4$$

(Se requeriría una W24 \times 55 de la Tabla 3-3 del Manual para proveer este valor de I_x , o una W21 \times 62 para mantener al peralte aproximadamente igual.)

Trabes armadas soldadas continuas en el Condado Henry Jefferson, IA. (Cortesía de Lincoln Electric Company.)



16.12 SECCIONES COMPUESTAS CONTINUAS

La Especificación (I3.2b) del AISC permite el uso de secciones compuestas continuas. La resistencia a la flexión de una sección compuesta en una región de momento negativo, se puede considerar igual a $\phi_b M_n$ para la sección sola de acero o se puede basar en la resistencia plástica de una sección compuesta, formada por la viga de acero y el refuerzo longitudinal en la losa. Para usar este último método deben cumplirse las siguientes condiciones:

1. La sección de acero debe ser compacta y tener soporte lateral adecuado.
2. La losa debe estar conectada a las vigas de acero en la región de momento negativo con conectores de cortante.
3. El refuerzo longitudinal en la losa paralela a la viga de acero y dentro del ancho efectivo de la losa debe tener longitudes de desarrollo adecuadas. (*La longitud de desarrollo* es un término usado en el diseño de concreto reforzado y se refiere a la longitud que las barras de refuerzo tienen que extenderse o ahogarse en el concreto, para quedar adecuadamente ancladas o para que desarrollen sus esfuerzos por medio de la adherencia entre las barras y el concreto.)

Para una viga específica, la fuerza cortante horizontal total entre el punto de momento nulo y el punto de momento negativo máximo debe tomarse como el menor de los valores $A_{sr}F_{ysr}$ y ΣQ_n , en donde A_{sr} es el área de la sección transversal del refuerzo adecuadamente desarrollado y F_{ysr} es el esfuerzo de fluencia de las barras. La distribución de los esfuerzos plásticos por momento negativo en una sección compuesta se ilustra en la Figura 16.13.

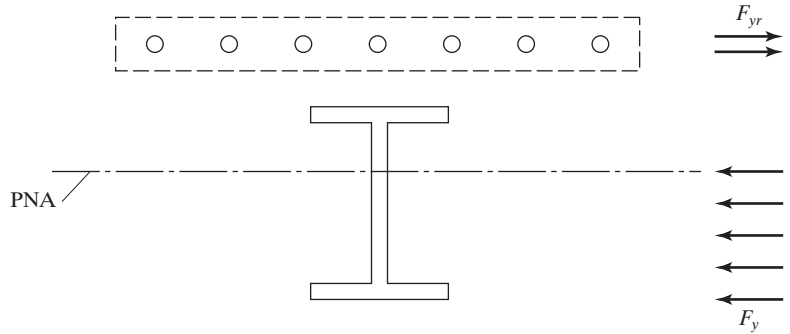


Figura 16.13
Distribución de esfuerzos
en la zona de momentos
negativos.

16.13 DISEÑO DE SECCIONES AHOGADAS EN CONCRETO

Para fines de protección contra el fuego, es posible embeber completamente en concreto las vigas de acero para pisos de edificios. Sin embargo, tal práctica no es económica, ya que la protección por medio de rociado ligero es mucho más barata. Además, las vigas embebidas pueden incrementar la carga muerta del sistema de piso en aproximadamente 15 por ciento.

Para la situación insólita en que se usen vigas ahogadas, deberán instalarse conectores de cortante.

La resistencia nominal a la flexión, M_n , se determinará usando alguno de varios métodos, véase la Especificación I3.3 del AISC.

1. Con un método, la resistencia de diseño de la sección ahogada se puede basar en la capacidad por momento plástico $\phi_b M_p$ o $\frac{M_p}{\Omega_b}$ del perfil de acero únicamente, con $\phi_b = 0.90$ y $\Omega_b = 1.67$.
2. Según otro método, la resistencia de diseño se basa en la primera fluencia del patín de tensión, suponiendo acción compuesta entre el concreto a compresión y el perfil de acero. Nuevamente, $\phi_b = 0.90$ y $\Omega_b = 1.67$.

Si se usa el segundo método y se tiene construcción no apuntalada, se calculan los esfuerzos en la sección de acero causados por el concreto fresco y las otras cargas de construcción. Luego se calculan los esfuerzos en la sección compuesta, causados por las cargas aplicadas después de que el concreto ha fraguado. Estos esfuerzos se superponen al primer conjunto de esfuerzos. Si se tiene construcción apuntalada, puede suponerse que todas las cargas están soportadas por la sección compuesta y los esfuerzos se calculan de acuerdo con esta hipótesis. Para el cálculo de los esfuerzos, las propiedades de la sección compuesta se obtienen con el método de la sección transformada. En este método, el área de la sección transversal de uno de los dos materiales se reemplaza o transforma en un área equivalente del otro. En el diseño de secciones compuestas, es común reemplazar el concreto por un área equivalente de acero, en tanto que el procedimiento inverso es usual en el diseño por esfuerzos permisibles del concreto reforzado.

En el procedimiento de la sección transformada se supone que el concreto y el acero están firmemente adheridos, de modo que sus deformaciones son las mismas a distancias

iguales del eje neutro. El esfuerzo unitario en cualquiera de los dos materiales es entonces igual a su deformación multiplicada por su módulo de elasticidad (ϵE_c para el concreto, ϵE_s para el acero). El esfuerzo unitario en el acero es entonces $\epsilon E_s / \epsilon E_c = E_s / E_c$ veces tan grandes como el correspondiente esfuerzo unitario en el concreto. E_s / E_c se denomina relación modular n ; entonces, se necesitan n plg² de concreto para resistir el mismo esfuerzo total que 1 plg² de acero; por ello, el área de la sección transversal de la losa (A_c) se reemplaza por un área transformada de acero igual a A_c/n .

El Reglamento de Construcciones del American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto) establece que se utilice la siguiente expresión para calcular el módulo de elasticidad del concreto cuyo peso varíe entre 90 y 155 lb/pie³:

$$E_c = w_c^{1.5} 33 \sqrt{f'_c}$$

En esta expresión, w_c es el peso del concreto en libras por pie cúbico, y f'_c es la resistencia a la compresión a los 28 días en libras por pulgada cuadrada.

En unidades SI con w_c varía de 1 500 a 2 500 kg/m³ y con

$$f'_c \text{ en N/mm}^2 \text{ o MPa } E_c = w_c^{1.5} (0.043) \sqrt{f'_c}$$

La Especificación del AISC no establece límites a la relación de esbeltez en ninguno de los dos métodos, porque el concreto impide que la sección ahogada se pandee local o lateralmente.

En el Ejemplo 16.5 siguiente, los esfuerzos se calculan con la teoría elástica, suponiendo una acción compuesta como se describe en el segundo método. Nótese que el autor ha dividido el ancho efectivo de la losa entre n para transformar la losa de concreto en un área equivalente de acero.

Ejemplo 16-5

Analice la sección de la viga ahogada mostrada en la Figura 16.14 suponiendo que se construye sin apuntalamiento y suponiendo los siguientes datos:

Claro ordinario = 36 pies

Carga muerta de servicio = 0.50 klb/pie antes de que el concreto endurezca
más 0.25 klb/pie cuando el concreto ya endureció

Cargas vivas de construcción = 0.2 klb/pie

Carga viva de servicio = 1.0 klb/pie cuando el concreto ha endurecido

Ancho efectivo del patín $b_e = 60$ plg y $n = 9$

$$F_y = 50 \text{ klb/plg}^2$$

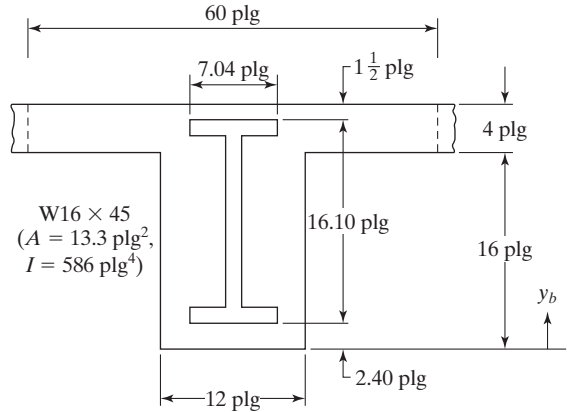


Figura 16.14.

Solución. Propiedades calculadas de la sección compuesta: ignorando el área de concreto debajo de la losa.

$$A = 13.3 \text{ plg}^2 + \frac{(4 \text{ plg})(60 \text{ plg})}{9} = 39.96 \text{ plg}^2$$

$$y_b = \frac{(13.3 \text{ plg}^2)(10.45 \text{ plg}) + (26.66 \text{ plg}^2)(18 \text{ plg})}{39.96} = 15.50 \text{ plg}$$

$$I = 586 \text{ plg}^4 + (13.3 \text{ plg}^2)(5.05 \text{ plg})^2 + \left(\frac{1}{12}\right)\left(\frac{60 \text{ plg}}{9}\right)(4 \text{ plg})^3 + (26.66 \text{ plg}^2)(2.5 \text{ plg})^2 = 1127 \text{ plg}^4$$

Esfuerzos antes de que el concreto endurezca

Suponga que el concreto húmedo es una carga viva

$$w_u = (1.6)(0.5 \text{ klb/pie} + 0.2 \text{ klb/pie}) = 1.12 \text{ klb/pie}$$

$$M_u = \frac{(1.12 \text{ klb-pie})(36 \text{ pies})^2}{8} = 181.4 \text{ klb-pie}$$

Suponga propiedades solamente de la viga

$$f_t = \frac{(12 \text{ plg/pie})(181.4 \text{ klb-pie})(8.05 \text{ plg})}{586 \text{ plg}^4} = 29.90 \text{ klb/plg}^2$$

$$< \phi_b F_y = (0.9)(50) = 45 \text{ klb/plg}^2$$

Esfuerzos con el concreto ya endurecido

$$w_u = (1.2)(0.25 \text{ klb/pie}) + (1.6)(1.0 \text{ klb/pie}) = 1.9 \text{ klb/pie}$$

$$M_u = \frac{(1.9 \text{ klb/pie})(36 \text{ pies})^2}{8} = 307.8 \text{ klb-pie}$$

$$f_t = \frac{(12 \text{ plg/pie})(307.8 \text{ klb-pie})(15.50 \text{ plg} - 2.40 \text{ plg})}{1127 \text{ plg}^4} = 42.93 \text{ klb/plg}^2$$

$$f_t \text{ total} = 29.90 + 42.93 = 72.83 \text{ klb/plg}^2 > 0.9F_y = 45 \text{ klb/plg}^2 \quad (\text{No es aceptable})$$

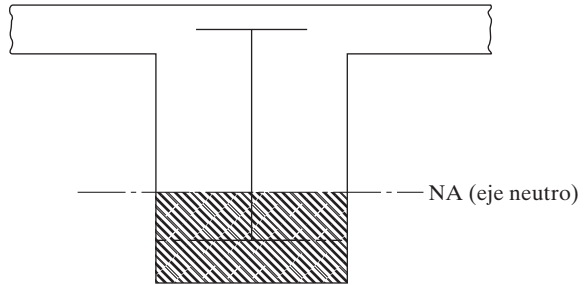


Figura 16.15
Sección compuesta sujeta a momento negativo.

En edificios se permite la construcción compuesta continua con secciones ahogadas. En la construcción continua, los momentos positivos se tratan exactamente como se ha ilustrado en los ejemplos anteriores. Sin embargo, para los momentos negativos, la sección transformada se toma como se muestra en la Figura 16.15. El área sombreada representa el concreto a compresión y se desprecia todo el concreto en el lado a tensión del eje neutro (es decir, arriba del eje).

16.14 PROBLEMAS PARA RESOLVER

Use los métodos LRFD y ASD para los Problemas 16-1 al 16-19.

- 16-1. Determine $\phi_b M_n$ y $\frac{M_n}{\Omega_b}$ para la sección mostrada, suponiendo que se tienen suficientes conectores de cortante para garantizar una sección compuesta total. Resuelva el problema usando el procedimiento de la Sección 16.9 y revise las respuestas con las tablas del Manual. $F_y = 50 \text{ klb/plg}^2$, $f'_c = 3 \text{ klb/plg}^2$. (Resp. 366.3 klb-pie, LRFD; 243.7 klb-pie, ASD.)

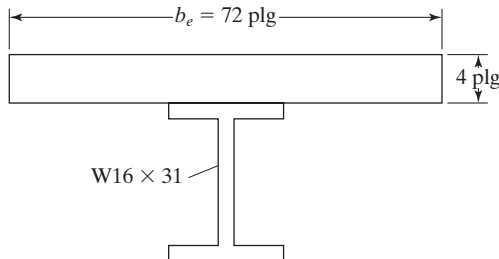


Figura P16-1.

- 16-2. Repita el Prob. 16-1 si se usa una W18 x 55.
 16-3. Repita el Prob. 16-2, usando las tablas del Manual y considerando una sección compuesta parcial y si ΣQ_n es igual a 454 klb. (Resp. 637.8 klb-pie, 424.2 klb-pie.)
 16-4. Determine $\phi_b M_n$ y $\frac{M_n}{\Omega_b}$ para la sección mostrada, si se usan acero de 50 klb/plg² y suficientes conectores de cortante para garantizar una acción compuesta total. Use fórmulas y revise con el Manual. $f'_c = 4 \text{ klb/plg}^2$.

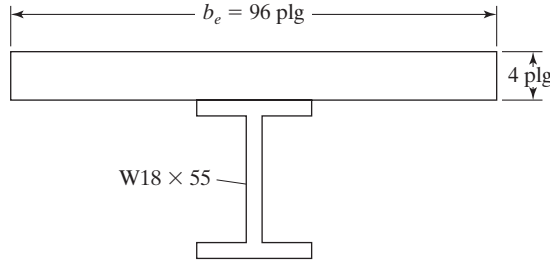


Figura P16-4.

- 16-5. Repita el Prob. 16-4 si se usa una $W16 \times 36$. (Resp. 442.7 klb-pie, 294.5 klb-pie.)
- 16-6. Calcule $\phi_b M_n$ y $\frac{M_n}{\Omega_b}$ para la sección compuesta mostrada, si se usan acero de 50 klb/plg² y suficientes conectores de cortante para garantizar una acción compuesta total. La losa de concreto de 3 plg de espesor está soportada por las costillas de un tablero metálico compuesto perpendicular a la viga; $f'_c = 4$ klb/plg². Revise las respuestas con el Manual.

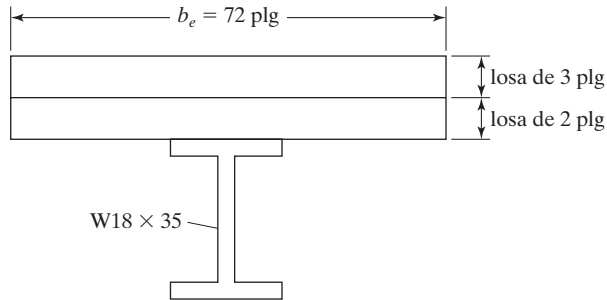


Figura P16-6.

- 16-7. Repita el Prob. 16-6 usando las tablas del Manual si ΣQ_n de los conectores es igual a 387 klb. (Resp. 462.9 klb-pie, 308.2 klb-pie.)
- 16-8. Usando las tablas de diseño compuesto del Manual del AISC, acero de 50 klb/plg², una losa de concreto de 145 lb/pie³ con $f'_c = 4$ klb/plg² y construcción apuntalada, seleccione la sección de acero, diseñe pernos de 3/4 plg, calcule la deflexión por carga viva de servicio y revise el cortante si la carga viva de servicio es de 100 lb/pie². Consulte la siguiente figura.

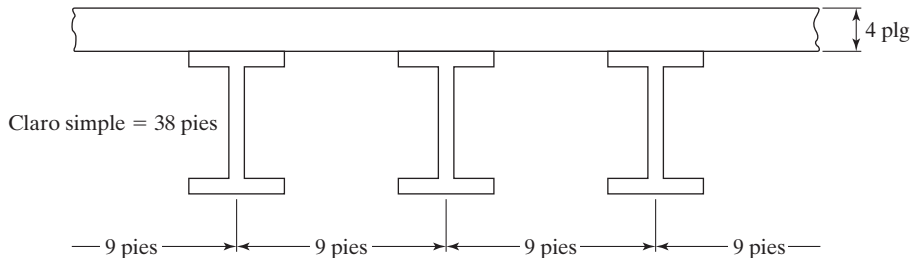


Figura P16-8.

- 16-9. Repita el Prob. 16-8 si el claro es de 32 pies y la carga viva es de 80 lb/pie². (Resp. Para los métodos LRFD y ASD una W14 × 22 con 19 conectores.)
- 16-10. Para el Prob. 16-9, calcule la deflexión durante la construcción suponiendo concreto húmedo más 20 lb/pie² de carga viva debida a las actividades de construcción.
- 16-11. Seleccione una sección de 50 klb/plg² para soportar cargas de servicio, muerta y viva de 200 lb/pie² y 100 lb/pie², respectivamente. Las vigas simplemente apoyadas tendrán un claro de 37.5 pies y estarán espaciadas 8 pies 6 plg entre centros. La construcción será apuntalada, el peso del concreto es de 110 lb/pie³, f'_c es igual a 3.5 klb/plg², y se usará un tablero metálico con costillas perpendiculares a las vigas de acero, junto con una losa de concreto de 4 plg de espesor. Las costillas tienen 3 plg de altura y anchos promedio de 6 plg. Diseñe pernos de 3/4 plg y calcule la deflexión por carga viva. (Resp. Para el método LRFD una W18 × 46 con 61 conectores.)
- 16-12. Usando el Manual del AISC y acero de 50 klb/plg², diseñe una sección compuesta no ahogada sin apuntalamiento para las vigas simplemente apoyadas mostradas en la siguiente figura si se usa una losa de concreto de 4 plg de espesor (145 lb/pie³) con $f'_c = 4$ klb/pie². La carga muerta total de servicio, incluyendo la viga de acero, es de 0.6 klb/pie de longitud de la viga, y la carga viva de servicio es de 1.25 klb/pie. Suponga una carga viva igual a 20 lb/pie² y $L_b = 0$.
 - a. Seleccione las vigas.
 - b. Determine el número de pernos de 3/4 plg de diámetro que se requieren.
 - c. Calcule la deflexión para carga viva de servicio.
 - d. Revise el cortante en la viga.

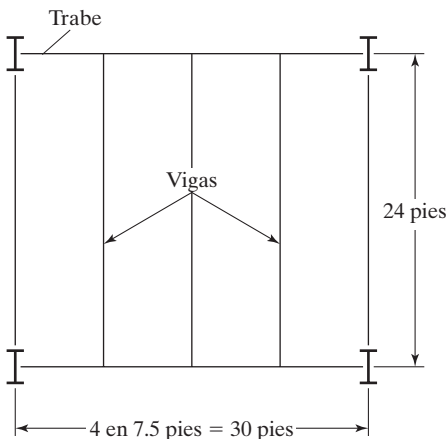


Figura P16-12.

- 16-13. Repita el Prob. 16-12 si el claro es de 28 pies y la carga viva es de 1 klb/pie. (Resp. Una W14 × 22 con 22 conectores de 3/4 plg.)
- 16-14. Seleccione las vigas de 50 klb/plg² espaciadas a 9 pies entre centros y de 40 pies de claro para soportar una losa de concreto ligero ($f'_c = 4$ klb/plg², peso igual a 110 lb/pie³) de 4 plg de peralte, apoyada sobre un tablero de acero de 3 pulgadas de peralte sin apuntalamiento. Las costillas de la cubierta de acero, que son perpendiculares a las vigas de acero, tienen un ancho promedio de

- 6 plg. Si la carga muerta de servicio total, incluyendo el peso de la viga, debe ser de 0.80 klb/pie de longitud de las vigas, y la carga viva de servicio es de 1.25 klb/pie, (a) seleccione las vigas, (b) determine el número requerido de pernos de 3/4 plg de diámetro, (c) calcule la deflexión por carga viva de servicio, y (d) revise el cortante en la viga.
- 16-15. Repita el Prob. 16-14 si los claros son de 45 pies. (*Resp.* W21 × 44 con 68 conectores según el método LRFD.)
- 16-16. Repita el Prob. 16-14 si los claros son de 32 pies.
- 16-17. Repita el Prob. 16-16 si los claros son de 34 pies y la carga viva es de 2 klb/pie. (*Resp.* Para el método LRFD una W18 × 40 con 60 conectores de 3/4 plg.)
- 16-18. Usando los mismos datos del Prob. 16-14, excepto que debe usarse construcción no apuntalada para un claro de 45 pies, realice las siguientes tareas:
- Seleccione la viga de acero.
 - Si el factor de reducción de conectores para tableros metálicos es de 1.0, determine el número de pernos de 3/4 plg que se requieren suponiendo que las costillas de la cubierta son perpendiculares a las vigas.
 - Revise la resistencia de la viga antes de que fragüe el concreto.
 - Calcule la deflexión por carga de servicio antes de que fragüe el concreto suponiendo una carga viva de construcción de 25 lb/pie².
 - Determine la deflexión por carga de servicio cuando se tiene ya la sección compuesta.
 - Revise el cortante.
- 16-19. Repita el Prob. 16-18 si el claro es de 35 pies y la carga viva es de 1.60 klb/pie. (*Resp.* Una W18 × 35 con 54 conectores según el método LRFD.)
- 16-20. Usando el método del área transformada, calcule los esfuerzos en la sección ahogada mostrada en la siguiente figura, considerando construcción no apuntalada. La sección se usará para un claro ordinario de 30 pies y tendrá una carga muerta uniforme de servicio de 30 lb/pie² aplicada después de que se haya establecido la acción compuesta; la carga viva uniforme de servicio será de 120 lb/pie². Suponga $n = 9$, $F_y = 50$ klb/plg², $f'_c = 4$ klb/plg² y un peso para el concreto de 150 lb/pie³.

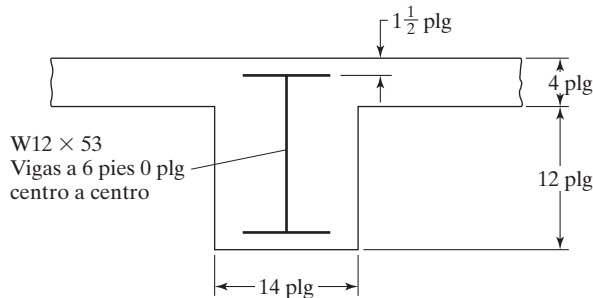


Figura P16-20.