

COMPOSITE FLOOR SYSTEMS WITH OPEN WEB BEAMS

Marcos Díaz ⁽¹⁾, Luis Hernández ⁽¹⁾, Gastón Parra ⁽¹⁾

⁽¹⁾ Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Centro de Investigación de la Vivienda, Quito, Ecuador.

marcos_jr_diaz@hotmail.es, luis.hernandezr@epn.edu.ec, klever.parra@epn.edu.ec

Received: October 2020. Accepted: January 2021

Published: March 2021

ABSTRACT

This study presents a calculation proposal developed for composite floor with open web steel joist, considering the materials available in Ecuador, the Ecuadorian Construction Normative (NEC) and foreign regulations. The difference between these beams without or with a special segment is exposed, the latter standing out for its possibility of dissipating energy. The equations to determine the nominal moment of the section were developed according to compression slab type; solid slab or steel deck. In case of slabs with steel deck, they are also considered in the analysis ribs direction and plastic neutral axis. Additionally, the analysis of the service limit state, the design of the shear connectors and the design of the constituent elements of the composite beam web were developed; in addition to the analysis of special moment resistant frames with open web beams.

Keywords: composite trusses, special segment, shear connectors

SISTEMAS DE PISOS COMPUESTOS CON VIGAS DE ALMA ABIERTA

RESUMEN

Este estudio resume una propuesta de cálculo para entresijos compuestos con vigas de alma abierta, para el cual se tomaron en consideración los materiales disponibles a nivel nacional, la Norma Ecuatoriana de la Construcción y normativas extranjeras. Se expone la diferencia entre estas vigas sin o con segmento especial, destacándose estas últimas por su posibilidad de disipar energía. Las ecuaciones para determinar el momento nominal de la sección fueron desarrolladas en función del tipo de loseta de compresión; losa maciza o lámina de acero (Steel Deck), para el caso de la loseta con lámina de acero también se consideró en el análisis la dirección de las nervaduras y la ubicación del eje neutro plástico. Adicionalmente, se desarrolló el análisis del estado límite de servicio, el diseño de los conectores de corte y el diseño de los elementos constituyentes del alma de la viga; además del análisis de pórticos especiales resistentes a momento con vigas de alma abierta.

Palabras clave: vigas compuestas de alma abierta; segmento especial; conectores de corte.

1 Introducción

En los últimos cincuenta años se ha realizado una considerable cantidad de investigaciones sobre el comportamiento de las vigas compuestas de alma abierta. Los primeros ensayos realizados a vigas compuestas de alma abierta para sistemas de entrepisos fueron realizados en la década de 1960 (Samuelson D. , 2002), una de las primeras referencias sobre ensayos en vigas compuestas de alma abierta fue realizada por H.G. Lembeck Jr. (Lembeck, 1965). En dichos ensayos, el alma de las vigas estaba compuesta por barras redondas en forma de zigzag y los cordones por ángulos armados. Para conseguir la acción compuesta, una porción de las barras fue introducida estratégicamente en la loseta de hormigón, permitiendo que esta porción de las barras redondas se comporte como conectores de corte, concluyéndose que es posible conseguir la acción compuesta en este tipo de vigas. Wang y Kaley (1967) ensayaron cuatro especímenes, tres de ellos actuando como una viga sección compuesta y el restante actuando como sección no compuesta, de estos ensayos se logró concluir que este sistema actúa de forma compuesta y por lo tanto reduce considerablemente las deformaciones y los esfuerzos en los miembros; al comparar los resultados se comprobó que las deformaciones en el centro de la luz se redujeron aproximadamente un 20%. En las vigas compuestas se alcanzó un momento final de aproximadamente un 14% más alto que en vigas convencionales (Wang & Kaley, 1967). Concluyendo que es posible lograr una acción compuesta mediante la utilización de vigas de alma abierta.

Galambos y Tide (Galambos & Tide, 1970), ensayaron cinco vigas compuestas usando pernos de cortante de 9.5 mm de diámetro y 50 mm de largo, soldados a los cordones superiores de la vigueta. Cada Joist estaba unida a una loseta maciza de hormigón con un espesor de 76 mm, además se sobredimensionaron los elementos del alma para evitar que se produzcan fallos en dichos elementos. El propósito principal de este estudio fue, investigar el grado de acción compuesta que se podría obtener mediante la utilización de los conectores de corte, se pudo concluir que el modo de falla típico del cordón inferior fue la fluencia del material. Además, Atkinson y Cran, ensayaron vigas compuestas de alma abierta con una lámina de acero (Steel Deck). Los investigadores sugirieron que para vigas espaciadas a más de 1.50m de distancia y con luces superiores a 11.00 m, las vigas compuestas eran más económicas que las vigas no compuestas (Ibrahim Muhammad, 2015), esta conclusión se deriva de los estudios económicos llevados a cabo por los investigadores como se presentan en la Figura 1.

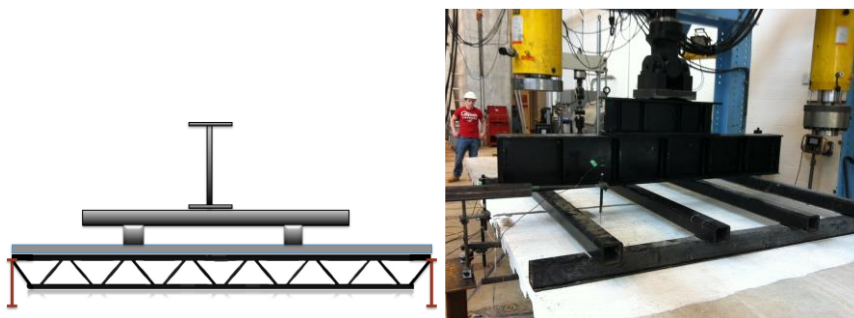


Figura 1. Ensayos en vigas de alma abierta. (Ibrahim Muhammad, 2015)

A inicios de los años setenta (Azmi, 1972), ensayó seis vigas compuestas de alma abierta que soportaban una lámina de acero, cada viga tenía una luz de 15.25 m. El modelo matemático desarrollado para estos ensayos mostró una buena correlación entre los resultados experimentales y los teóricos. El modelo se basa en tres niveles de conexión de cortante: sub-conectado, equilibrado y sobre-conectado, cada modelo relaciona la resistencia de los conectores con la fuerza a la tracción del cordón inferior de la vigueta.

Robinson y Fahmy (Robinson & Fahmy, 1978) estudiaron vigas compuestas de alma abierta con acción compuesta parcial, es decir que la capacidad de los conectores de corte no es suficiente para equilibrar la resistencia a la tracción del cordón inferior. En el caso del diseño por acción compuesta parcial el cordón superior alcanza el esfuerzo por pandeo antes que el cordón inferior alcance el esfuerzo de fluencia. Como resultado se presentó una metodología para el diseño de vigas parcialmente compuestas.

Leon y Curry (Leon & Curry, 1987), probaron cuatro vigas a escala natural hasta alcanzar el fallo. Los resultados de estos ensayos probaron que los modelos para el diseño de vigas compuestas pueden ser usados para determinar la capacidad por momento de una viga compuesta de alma abierta.

Brattland y Kennedy (Brattland & Kennedy, 1992), estudiaron el efecto de la refracción del hormigón en el comportamiento de las viguetas compuestas de alma abierta. Se ensayaron dos vigas a escala natural hasta alcanzar la falla con una luz de 11.58 m, la primera viga se ensayó a los 65 días y la segunda a los 85 días, se determinó que la mayoría de la contracción se produjo en los primeros 30 días. Los ensayos de flexión mostraron que se puede obtener un comportamiento dúctil hasta el fallo, las cargas experimentales al fallo estuvieron estrechamente cercanas a las teóricas obtenidas con base en el método de resistencia última que considera para el diseño únicamente el cordón inferior de la viga de alma abierta.

Los estudios llevados a cabo a partir del año 2000 sobre el comportamiento de las vigas de alma abierta en Estados Unidos fueron desarrollados principalmente en el Instituto Politécnico y Universidad Estatal de Virginia, estos proyectos se han concentrado en la resistencia a la rotura de las vigas compuestas de alma abierta y el desarrollo de mejores modelos para el diseño de los miembros y la capacidad de los conectores de corte como parte del sistema compuesto en general.

En el 2007 el Steel Joist Institute publicó la primera edición del catálogo de especificaciones estándar para el diseño de vigas compuestas de alma abierta a las cuales denomina como la serie CJ, posteriormente se publicó en 2010 y 2015 la segunda y tercera edición de este catálogo de especificaciones.

2 Marco Teórico

La construcción compuesta normalmente hace referencia al uso de más de un material para la fabricación de un elemento estructural, y que dichos materiales estén conectados rígidamente comportándose como un único cuerpo, aventajándose de las características mecánicas más favorables de cada material,

así como favorecer las debilidades que cada uno presenta cuando son cargadas individualmente, con el fin de obtener secciones más eficientes.

2.1 Vigas de Alma Abierta

En un sistema de entrepiso que use secciones compuestas, el hormigón se vierte sobre la lámina de acero que actúa como encofrado, dicha lámina está unida a las vigas de alma abierta por medio de los conectores de corte, para asegurar la interacción total entre los materiales. Este tipo de construcción ahorra una enorme cantidad del material que sería usado en la construcción de un entrepiso típico, dando lugar a ahorros en la ejecución del proyecto (Ibrahim Muhammad, 2015).

En comparación con sistemas de entrepiso con secciones no compuestas, los entrepisos con secciones compuestas son más rígidos, y por consiguiente las deflexiones son menores. Como se muestra en la Figura 2 los sistemas de entrepisos con secciones compuestas poseen mayor capacidad de momento resistente, posibilitándose el uso de secciones más pequeñas, la altura de las plantas que usan sistemas de entrepiso con secciones compuestas son menores, siendo un factor a tomar en cuenta en edificios de gran altura ya que se logra un ahorro en acabados, elementos estructurales e instalaciones, además gracias a la disminución de peso en estos elementos es posible la reducción de secciones en columnas y cimentaciones, siendo un factor a considerar en edificios que serán construidos en suelos poco resistentes. En sistemas de entrepiso con secciones no-compuestas, no hay una plena compatibilidad de esfuerzos en la interface de unión entre los dos materiales, presentándose dos ejes neutros, como resultado de esto, en los dos materiales se presentan esfuerzos de tensión y compresión simultáneamente, lo que conduce a una menor relación carga/deformación, ya que los materiales están siendo sub-utilizados.

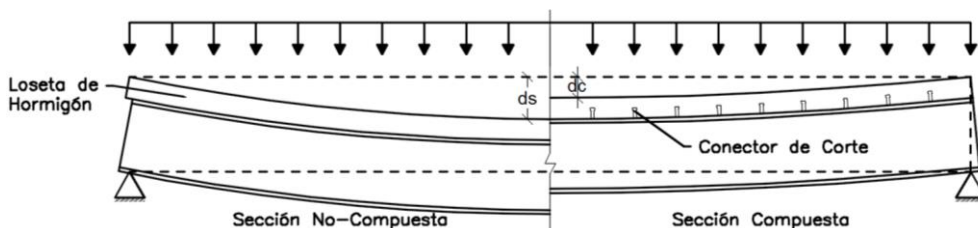


Figura 2. Deflexiones en vigas compuestas vs no-compuestas. (Ibrahim Muhammad, 2015)

Si la acción compuesta es satisfactoria, existe un único eje neutro, permitiendo que los esfuerzos de compresión sean resistidos por el hormigón ya que dicho material es sumamente eficiente bajo cargas de compresión, y los esfuerzos de tensión sean soportados por la viga de acero, esto es ventajoso ya que cuando el acero está bajo esfuerzos de tensión no falla por pandeo local o global, permitiéndole a la viga soportar mayores cargas como se ilustra en la Figura 3. Una sección compuesta presenta una mayor resistencia contra incendios, debido a que la loseta de hormigón actúa como un aislante contra el fuego. Gracias al aumento en la rigidez de la sección compuesta es posible cubrir mayores luces, con menor uso de acero estructural por unidad de área.

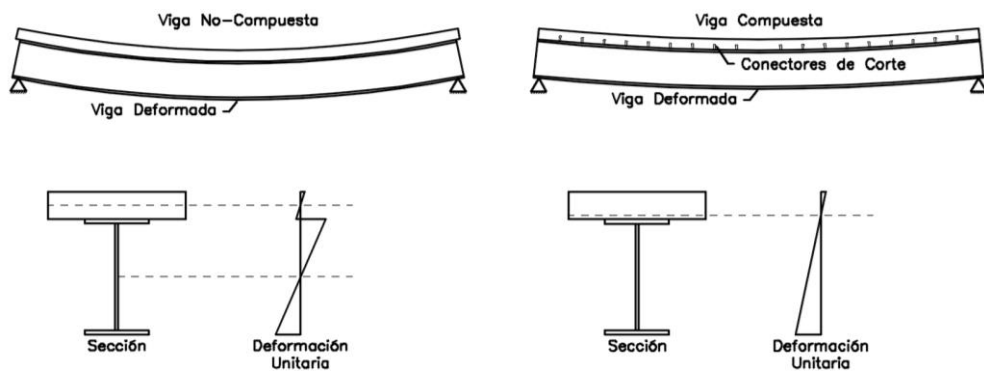


Figura 3. Ubicación del eje neutro en vigas compuestas vs no-compuestas. (Ibrahim Muhammad, 2015).

2.1.1 Comportamiento del Cordón Inferior

Cuando una carga es aplicada a una viga compuesta de alma abierta, el cordón inferior generalmente tiene un comportamiento elástico. Si la carga aplicada se sigue incrementando, eventualmente el cordón inferior alcanza su límite elástico y luego continúa alargándose inelásticamente. Si la carga es reducida después de alcanzado el rango inelástico, existe una deformación residual debido a la incursión del cordón inferior en dicho rango, en el diagrama de esfuerzo versus deformación unitaria, la curva registrada en el ciclo de descarga es paralela a la registrada durante el proceso de carga; en la viga compuesta de alma abierta se observará una deflexión residual permanente. Este comportamiento se presenta en la Figura 4.

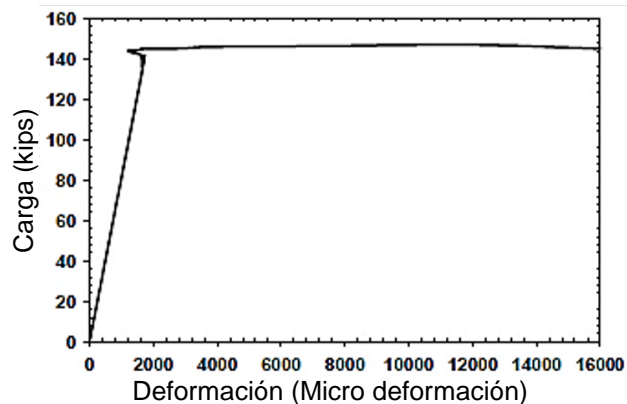


Figura 4. Diagrama de carga vs deformación típica del cordón inferior de una viga compuesta de alma abierta. (Samuelson & Green, 2008).

2.1.2 Comportamiento del Cordón Superior

Si no se ha apuntalado correctamente la viga compuesta de alma abierta, el cordón superior de la viga se comporta como en una viga de alma abierta no

compuesta, debido a que el hormigón no ha alcanzado la resistencia necesaria para soportar los esfuerzos de compresión transferidos por los conectores de corte, por lo tanto el cordón superior de la viga asume los esfuerzos de compresión, tal como se puede apreciar en la parte inicial de la Figura 5. Cuando el hormigón ha curado, la carga adicional se transfiere a través de los conectores de corte a la losa de hormigón. El resultado neto es un aumento muy pequeño en la capacidad a compresión del cordón superior. Una vez que el cordón inferior alcanza el esfuerzo de fluencia, y si el número de conectores de corte es el adecuado, el cordón superior entrará en tracción. En general, no se proporciona la conexión suficiente en la interface de unión entre la losa y la viga de alma abierta para desarrollar plenamente la capacidad del cordón superior por lo que esto no suele ocurrir. Una vez que los conectores de corte empiezan a fallar, la fuerza de tracción que se ha desarrollado en el cordón superior comenzará a reducirse. Con el incremento de la carga, el cordón superior asumirá más y más los esfuerzos de compresión hasta que la viga compuesta alcance su máxima capacidad a momento.

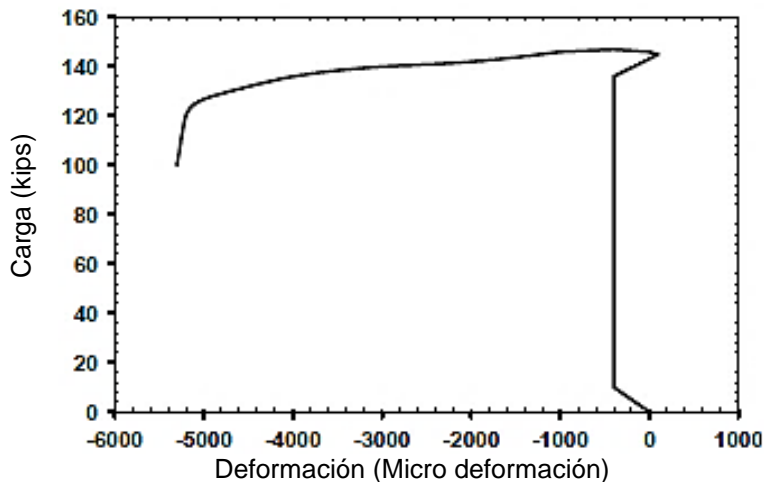


Figura 5. Diagrama de carga vs deformación típica del cordón superior de una viga compuesta de alma abierta. (Samuelson & Green, 2008).

2.1.3 Comportamiento del Alma

Ensayos a escala natural han demostrado que los elementos del alma de una viga compuesta de alma abierta se comportan de manera similar a los elementos constituyentes del alma de una viga de alma abierta no compuesta. En otras palabras, las diagonales y montantes deben ser capaces de transferir la fuerza cortante vertical desde el interior de la viga a los apoyos. Si el cordón inferior no llega a alcanzar la fluencia los elementos del alma de la viga compuesta tienen un comportamiento linealmente elástico, cuando el cordón inferior alcanza esfuerzos de fluencia y la conexión en la interface de unión entre la viga de alma abierta y la loseta de hormigón se empieza a perder gracias a la falla de los conectores de corte, las fuerzas en los miembros constituyentes del alma se reducen en consecuencia. Este comportamiento se presenta en la Figura 6.

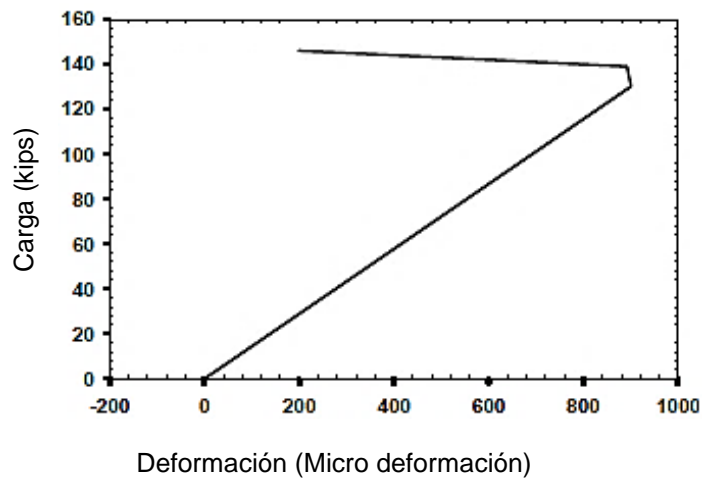


Figura 6. Diagrama de carga Vs. deformación típica del alma de una viga compuesta de alma abierta. (Samuelson & Green, 2008).

2.2 Pórticos Especiales Resistentes a Momento

Las investigaciones llevadas a cabo por Itani y Goel, a partir de 1990 han demostrado que las estructuras con pórticos resistentes a momento con vigas de alma abierta tienen un comportamiento de histéresis muy pobre, con grandes reducciones repentinas de resistencia y rigidez debido a la deformación y fractura de los elementos del alma antes o al principio de la disipación de energía a través de las deformaciones inelásticas (Itani & Goel, 1991). En la Figura 7 se muestra el comportamiento de histéresis ante cargas laterales de vigas de alma abierta sin segmento especial.

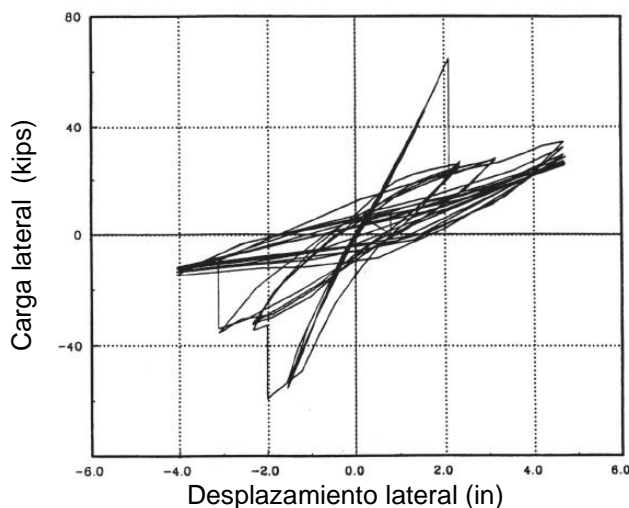


Figura 7. Comportamiento ante cargas laterales de vigas de alma abierta sin segmento especial. (AISC Committee, 2016)

Buscando mejorar el comportamiento de este sistema estructural, investigaciones posteriores condujeron al desarrollo de vigas de alma abierta

especiales que limitan las deformaciones inelásticas a un segmento especial (Itani & Goel, 1991; Basha & Goel, 1994). En el segmento especial las diagonales pueden estar dispuestas en forma de X o tener paneles de tipo Vierendeel (sin diagonales), los elementos constituyentes de este segmento especial están diseñados para soportar deformaciones inelásticas, mientras los demás elementos de la viga están diseñados para permanecer elásticos ante solicitaciones sísmicas. En la Figura 7 se muestra el comportamiento de histéresis ante cargas laterales de vigas de alma abierta con segmento especial.

Los resultados de los ensayos a escala natural validan la ductilidad de este tipo de vigas, al tratarse de un sistema estructural nuevo actualmente las dimensiones (peralte, longitud del segmento especial y longitud de la viga), son limitadas por dichos ensayos (Echeverría Álava, 2013).

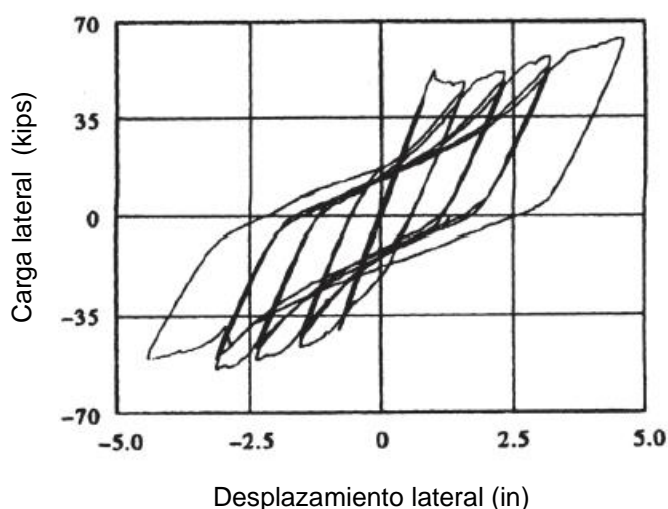


Figura 8. Comportamiento ante cargas laterales de vigas de alma abierta con segmento especial. (AISC Committee, 2016)

2.2.1 Segmento no especial

Todos los elementos y conexiones fuera del segmento especial están diseñados para resistir la combinación de cargas gravitacionales, más la carga de cortante máxima esperada en el segmento especial. Para diseñar este tramo existen diversos métodos, el método más utilizado consiste en aislar la estructura en secciones elásticas adecuadamente seleccionadas y realizar el análisis estático, tomando en consideración las cargas sísmicas, la fuerza cortante máxima esperada y la combinación de las cargas gravitacionales (Chao & Goel, 2008).

2.2.2 Segmento Especial

El segmento especial está diseñado para disipar energía a través de la deformación por flexión de los cordones, las deformaciones axiales y pandeo de los elementos de las diagonales del alma (si estos elementos existen). La resistencia al cortante en el segmento especial está proporcionada por la resistencia a flexión de los cordones, y la capacidad a compresión y tracción de las diagonales, por este

motivo los esfuerzos axiales para cargas gravitacionales son limitados a valores mínimos. Debido a que se pretende que el mecanismo de falla se forme en toda la longitud del segmento especial, no se deben aplicar grandes cargas gravitacionales. Para segmentos especiales que tengan paneles Vierendeel (cuando no existen diagonales), no es recomendable aplicar cargas en el segmento especial.

En una viga especial de alma abierta las rótulas plásticas se forman en el segmento especial. Por lo tanto, las conexiones y los elementos fuera de dicho segmento son diseñados para la combinación de cargas gravitacionales y cargas laterales equivalentes que son necesarias para desarrollar la máxima resistencia al cortante en el segmento especial, V_{ne} (cortante máximo estimado producido en el segmento especial, por la aplicación de cargas sísmicas.), en su estado totalmente deformado y endurecido. La ecuación para calcular la fuerza vertical de corte en el segmento especial, da cuenta de las incertidumbres en el límite de elasticidad efectivo del acero, de los efectos de endurecimiento plástico y de la formación de las rótulas plásticas. Dicha ecuación tal como es formulada no toma en consideración el aporte a la resistencia de los elementos verticales en el segmento especial, únicamente toma en consideración el aporte de los elementos en los extremos de este segmento, también limita la capacidad a la compresión de las diagonales (si existieran) por un factor de 0.3 (Basha & Goel, 1994), dicho factor considera el pandeo de los elementos en compresión de las diagonales, cuando en el segmento especial se producen deformaciones inelásticas.

2.3 Ancho Efectivo de la Viga Compuesta

Cuando la separación es considerable entre las vigas secundarias de acero, los esfuerzos de compresión en la losa de hormigón para momento positivo no son uniformes, como se muestra en la Figura 9; siendo los esfuerzos de compresión máximos en las vecindades del cordón superior de la viga y disminuyen en los puntos más alejados del cordón superior de la misma.

Las especificaciones del AISC “tratan este problema reemplazando la losa real por una losa de ancho menor, pero con un esfuerzo constante de intensidad igual a la máxima, y de igual línea de acción que el esfuerzo interior real. Teniendo como ventaja el trabajar con esfuerzos uniformes equivalentes, en lugar de trabajar con los reales, de distribución más complicada”.

“El ancho efectivo de la loseta de compresión a cada lado del eje central de la viga de acero debe tomarse igual al menor valor de los siguientes:

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

El concepto de ancho efectivo (b_e) en vigas compuestas no es aplicable al momento negativo, pues la losa queda en tracción” (AISC Committee, 2016).

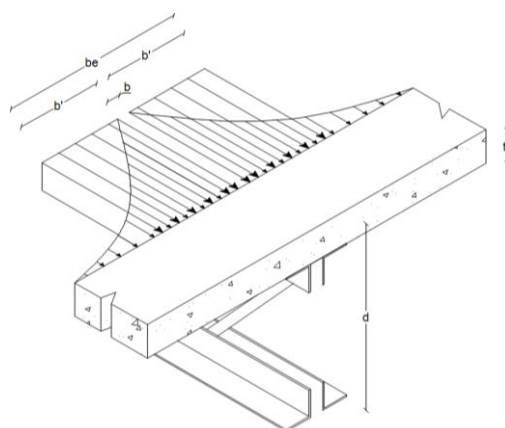


Figura 9. Distribución de esfuerzos reales y equivalentes en el ancho efectivo de la losa.

3 PRINCIPIOS DE DISEÑO

3.1 Principios para el diseño de Vigas Compuestas usando Vigas de Alma Abierta

3.1.1 Determinación de la Sección

Se considera como sección transversal de una viga compuesta de alma abierta los siguientes elementos: sección transversal del cordón inferior de la viga de alma abierta, sección transversal de la lámina colaborante en el ancho efectivo de la viga (en el caso de existir) y la sección transversal de la losa de hormigón armado en el ancho efectivo de la viga.

Cuando las nervaduras de la lámina colaborante de acero son paralelas a la viga, para el cálculo de la capacidad por flexión se usa una sección transversal equivalente obtenida a partir de la sección real de la lámina colaborante.

En el diseño de las vigas secundarias que no forman parte del sistema resistente a cargas sísmicas (SRCS), los elementos constituyentes de las vigas de alma abierta no necesariamente tienen que ser diseñados como secciones sísmicamente compactas o compactas, pudiéndose utilizar secciones no compactas.

La losa de hormigón puede ser considerada como parte de la sección transversal de la viga compuesta si:

- “Es continua a todo lo largo de la viga y su espesor (t_c) es mayor que 50mm cuando existe la lámina, cuando se trata de una loseta maciza de hormigón armado referirse al numeral 7.3.1 del ACI 318.
- Cuando existe lámina de acero el peralte total está compuesto por la altura nominal de los nervios (h_{deck}) que no debe ser mayor que 76mm, el espesor de la lámina (t_d) y el espesor de la losa por encima de los nervios (t_c). El ancho promedio de las canales no debe ser menor que 50mm y para el cálculo se tomará un valor no mayor que el ancho de la nervadura en la parte alta del encofrado.

- Se prevé el fallo por agrietamiento a lo largo de la línea de colocación de los conectores, disponiendo un refuerzo transversal adicional en la parte inferior de la losa de trabajo conjunto, con un área no menor que 0.002 veces el área de hormigón en la dirección longitudinal de la viga y un espaciamiento uniforme a lo largo de la luz de la viga compuesta” (AISC Committee, 2016).

3.1.2 Estados Límites

La resistencia a la flexión de la sección compuesta, ϕM_n , deberá ser calculada como el menor valor de los siguientes estados límites.

- a) Fluencia del cordón inferior: $\phi_t = 0.90$.

$$\phi M_n = \phi_t \cdot A_b \cdot F_y \cdot d_e \quad (1)$$

- b) Ruptura del cordón inferior: $\phi_{tr} = 0.75$.

$$\phi M_n = \phi_{tr} \cdot A_b \cdot F_u \cdot d_e \quad (2)$$

- c) Aplastamiento del hormigón: $\phi_{cc} = 0.85$.

$$\phi M_n = \phi_{cc} \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_e \cdot t_c \cdot d_e \quad (3)$$

- d) Capacidad de los conectores de Corte: $\phi_{stud} = 0.90$.

$$\phi M_n = \phi_{stud} \cdot N \cdot Q_n \cdot d_e \quad (4)$$

Donde

A_b : área de la sección transversal del cordón inferior

F_y : Resistencia de fluencia especificado del acero del cordón.

F_u : Resistencia a tracción mínima especificada del acero del cordón

f'_c : Resistencia a compresión del hormigón de la losa.

t_c : espesor de la losa de hormigón.

N : número de conectores

Q_n : capacidad resistente de un conector.

El resto de la simbología usada se representa en las figuras del literal 4.2

3.2 Expresiones para el Momento nominal positivo

Para exponer las expresiones para determinar el momento nominal positivo se analizará por separado si la losa es de hormigón armado sin lámina o si es una losa con lámina colaborante. Aquí se usará como referencia lo citado en “Cálculo de entresijos de hormigón y acero con vigas de celosías” NRM C 081 (2004)

3.2.1 Losa maciza de hormigón armado sin Steel Deck.

En este caso, como se ilustra en el modelo en la Figura 10, el eje neutro está ubicado en la losa maciza de hormigón armado sobre la viga de alma abierta.

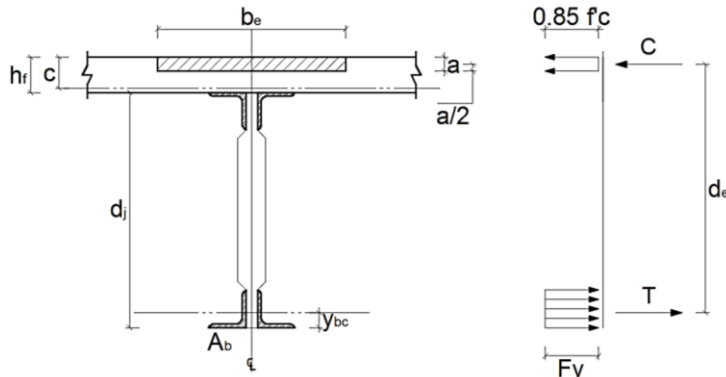


Figura 10. Eje neutro está ubicado en la losa maciza de hormigón

Para determinar el momento nominal de la sección se parte de la condición de equilibrio de fuerzas internas, tal como se indica a continuación:

$$C = T \quad (5)$$

$$a = \beta_1 \cdot c \quad (6)$$

La ubicación del eje neutro plástico de la viga compuesta de alma abierta, se determina a partir de la altura del bloque equivalente de esfuerzos de compresión en el hormigón, para calcular la ubicación del eje neutro es necesario despejar este término mediante la ecuación (6).

El ACI 318 establece que el parámetro β_1 , debe ser calculado en función de la Tabla 1, tal como se indica:

Tabla 1. Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto (American Concrete Institute, 2019).

$f'c$, MPa	β_1
$17 \leq f'c \leq 28$	0.85
$28 < f'c < 55$	$0.85 - \frac{0.05 \cdot (f'c - 28)}{7}$
$f'c \geq 55$	0.65

La altura del bloque equivalente de esfuerzos de compresión es calculada tal como sigue:

$$C = 0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot b_e \quad (7)$$

$$T = A_b \cdot F_y \quad (8)$$

$$C = T$$

$$0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot be = A_b \cdot F_y$$

$$a = \frac{A_b \cdot F_y}{0.85 \cdot f'c \cdot be} \quad (9)$$

La profundidad del eje neutro debe cumplir con la siguiente relación:

$$c \leq t_c \quad (10)$$

Si la ubicación del eje neutro satisface la condición anterior, el momento nominal es calculado como sigue:

$$M_n = C \cdot d_e$$

$$M_n = 0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot be \cdot d_e \quad (11)$$

$$d_e = d_j + h_f - y_{bc} - \frac{a}{2} \quad (12)$$

3.2.2 Losa con lámina colaborante de acero con los nervios orientados perpendicularmente a la viga

Para esta sección hay tres posibles casos en función de la localización del eje neutro dentro de la viga compuesta de alma abierta, siendo los siguientes:

1. El eje neutro situado sobre el panel de acero.
2. El eje neutro situado en el panel de acero.
3. El eje neutro situado bajo el panel de acero y sobre el cordón superior de la viga de alma abierta.

A continuación, se muestran las ecuaciones desarrolladas para determinar el momento nominal y la altura del bloque equivalente de esfuerzos de compresión en cada caso.

Caso 1. Eje neutro por encima la lámina de acero

En este caso, como se ilustra en el modelo en la Figura 11, el eje neutro de la viga compuesta está ubicado por encima de la lámina de acero, por lo tanto, únicamente se producen esfuerzos de compresión en el hormigón sobre la lámina y los esfuerzos de tensión son producidos en la lámina y en el cordón inferior de la viga de alma abierta.

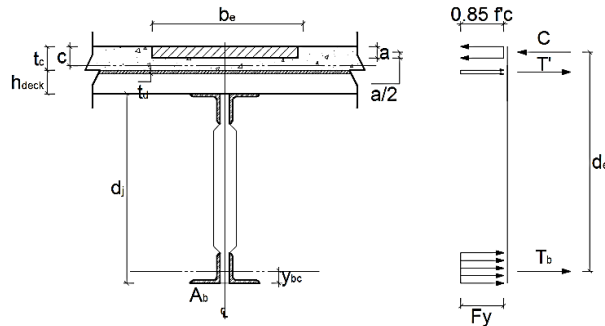


Figura 11 Eje neutro ubicado sobre la lámina de acero.

$$a = \frac{A_b \cdot F_y + b_e \cdot t_d \cdot f y_d}{0.85 \cdot f'c \cdot b_e} \quad (13)$$

La ubicación del eje neutro debe satisfacer la siguiente relación:

$$c \leq t_c \quad (14)$$

Si la ubicación del eje neutro satisface la condición anterior, el momento nominal es calculado como sigue:

$$\begin{aligned} M_n &= C \cdot d_e - T' \cdot \left(d_j + h_{deck} - y_{bc} - \frac{t_d}{2} \right) \\ M_n &= 0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot b_e \cdot d_e - b_e \cdot t_d \cdot f y_d \\ &\quad \cdot \left(d_j + h_{deck} - y_{bc} - \frac{t_d}{2} \right) \quad (15) \\ d_e &= d_j + t_c + h_{deck} - y_{bc} - \frac{a}{2} \quad (16) \end{aligned}$$

Donde:

t_d : Espesor de la lámina de acero.

$f y_d$: Resistencia de fluencia especificado del acero de la lámina

El resto de la simbología usada se representa en la Figura 10.

Caso 2. Eje neutro en el panel de acero

En este caso, como se ilustra en el modelo en la Figura 12, el eje neutro de la viga compuesta pasa por la lámina de acero, se asume que este pasa por el centro de la lámina, ya que el espesor de la misma es relativamente pequeño.

Como resultado de esta simplificación, las fuerzas internas presentes en la lámina se anulan ya que son de igual magnitud, pero sentido opuesto, la ubicación del bloque equivalente de esfuerzos de compresión en el hormigón es determinado con la ecuación (9).

La ubicación del eje neutro debe satisfacer la siguiente relación:

$$t_c < c < (t_c + t_d) \quad (17)$$

Si la ubicación del eje neutro satisface la condición anterior, el momento nominal es calculado con de la ecuación (11), con la particularidad que el brazo interno de palanca d_e , es calculado mediante la ecuación (16).

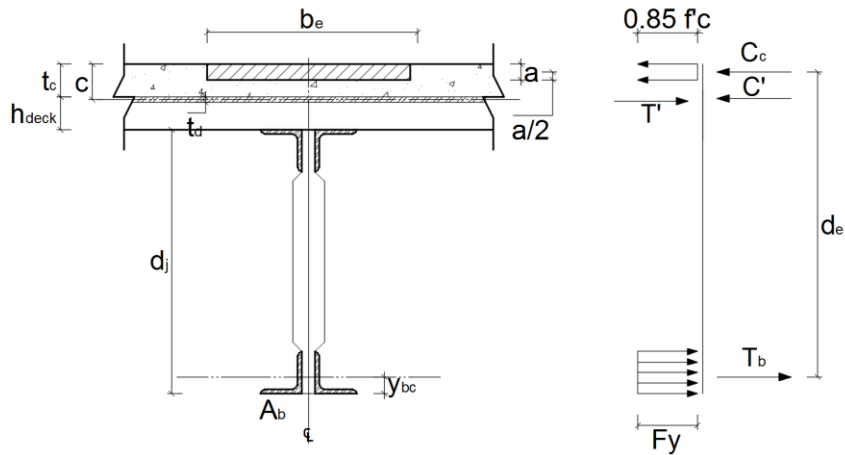


Figura 12 Eje neutro en el panel de acero.

Caso 3. Eje neutro por debajo del panel de acero

En este caso, como se ilustra en el modelo en la Figura 13, el eje neutro de la sección está ubicado bajo la cima de la lámina de acero, además en este caso hay dos ramificaciones presentes en función de la ubicación del bloque equivalente de esfuerzos de compresión en el hormigón, en la primera “a” es inferior al espesor del hormigón sobre la lámina de acero; el segundo cuando “a” es igual o mayor que el espesor del hormigón sobre la lámina de acero para lo cual se tomará la altura del hormigón sobre la lámina de acero como la altura del bloque equivalente de esfuerzos de compresión.

La ubicación del eje neutro es determinada con las siguientes ecuaciones:

$$a = \frac{A_b \cdot F_y - t_d \cdot b_e \cdot f_y d}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_e} \quad (18)$$

Para determinar la altura del bloque equivalente de esfuerzos de compresión en el hormigón se usa la siguiente tabla:

Tabla 2. Determinación del término “a” en función de la ubicación del eje neutro

c	a	Caso
$c \cdot \beta_1 \leq t_c$	$a = \beta_1 \cdot c$	(a)
$t_c < c \cdot \beta_1 \leq h_f$	$a = t_c$	(b)

Caso 3.1 El bloque equivalente de esfuerzos de compresión en el hormigón, tiene una distancia “a” inferior al espesor del hormigón por encima de la lámina de acero. Aquí el brazo interno de palanca d_e , es calculado con la ecuación (16)

$$M_n = C_c \cdot d_e + C' \cdot \left(d_j + h_{deck} - y_{bc} - \frac{t_d}{2} \right)$$

$$M_n = 0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot b_e \cdot d_e + t_d \cdot b_e \cdot f y_d \cdot \left(d_j + h_{deck} - y_{bc} - \frac{t_d}{2} \right) \quad (19)$$

Caso 3.2 El bloque equivalente de esfuerzos de compresión en el hormigón, tiene una distancia “a” igual o mayor al espesor del hormigón por encima de la lámina de acero. Aquí el brazo interno de palanca d_e , es calculado con la ecuación (21)

$$M_n = C_c \cdot d_e + C' \cdot \left(d_j + h_{deck} - y_{bc} - \frac{t_d}{2} \right)$$

$$M_n = 0.85 \cdot f'c \cdot t_c \cdot b_e \cdot d_e + t_d \cdot b_e \cdot f y_d \cdot \left(d_j + h_{deck} - y_{bc} - \frac{t_d}{2} \right) \quad (20)$$

$$d_e = d_j + \frac{t_c}{2} + h_{deck} - y_{bc} \quad (21)$$

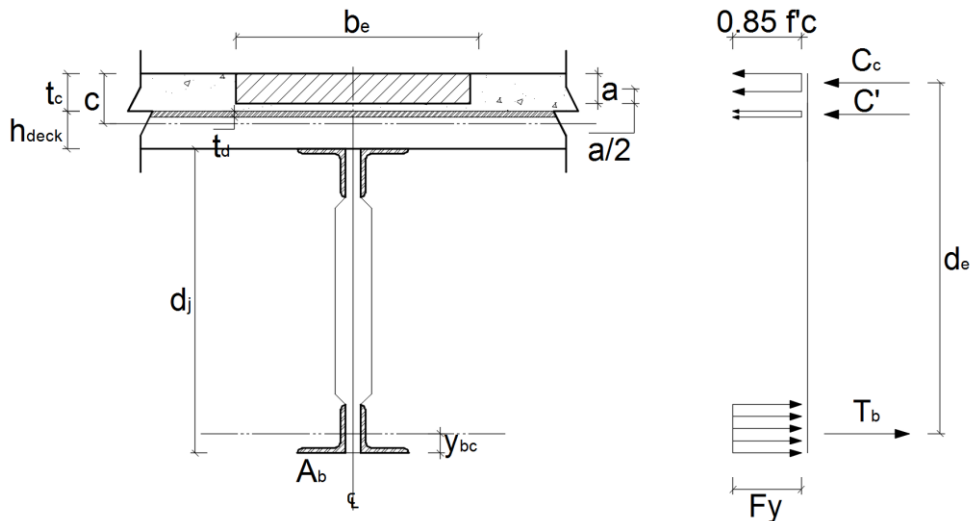


Figura 13 Eje neutro por debajo del panel de acero. Caso 3.1

3.2.3 Losa con lámina de acero con los nervios orientados paralelamente a la viga

En este caso no es posible desconocer el área de hormigón ubicada en el valle de la lámina de acero, porque el hormigón en estas nervaduras si es constante en toda la longitud de la viga. Para realizar el diseño la sección transversal real, representada en la parte izquierda de la Figura 14, se convierte en una equivalente representada en la parte derecha de la misma Figura.

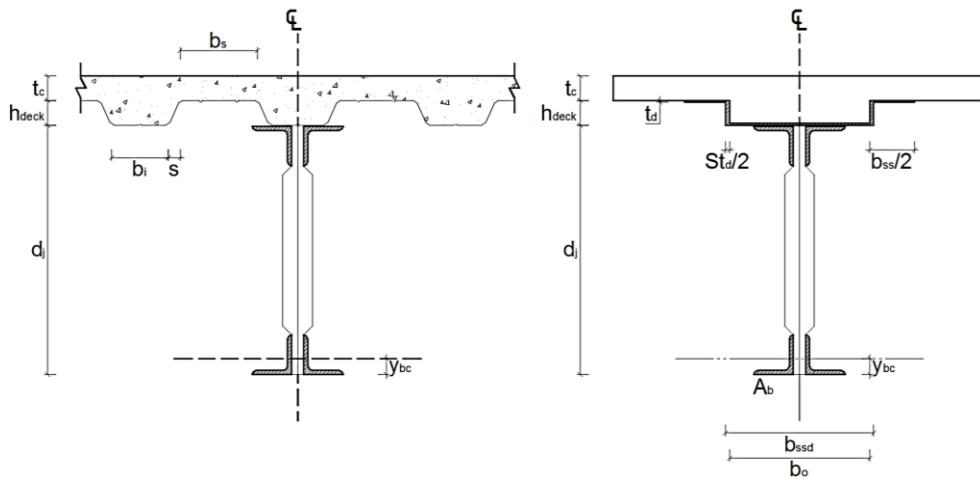


Figura 14 Sección real y equivalente de una viga compuesta con los nervios de la lámina orientados paralelos a la viga

La sección equivalente de la lámina de acero, es determina por medio de las siguientes ecuaciones:

$$b_0 = \sum b_i \quad (22)$$

$$b_{ss} = \sum b_s \quad (23)$$

$$b_{ssd} = \sum b_i + \sum St_d \quad (24)$$

$$St_d = n \cdot t_d \quad (25)$$

$$A_d = b_{ss} \cdot t_d + b_{ssd} \cdot t_d + St_d \cdot (h_{deck} - 2 \cdot t_d) \quad (26)$$

Cómo en los Sistemas resistentes a cargas sísmica, todas las uniones entre las vigas principales y las columnas deben ser rígidas y el caso de nervaduras paralelas que se analiza aquí se corresponde con vigas principales, lo más común es que predomine el momento negativo sobre el positivo, entonces se tendría la losa en tracción y frecuentemente se decide no colocar conector púes se desprecia el hormigón a tracción, quedando solo el refuerzo de la losa que comúnmente es un malla electrosoldada. Entonces para momento positivo este caso no es muy común de emplear en la práctica.

3.3 Pórticos Especiales Resistentes a Momento con Vigas de Alma Abierta (STMF)

De acuerdo con las especificaciones del ANSI/AISC 341-16 (2016), “los STMF son diseñados para soportar deformaciones inelásticas dentro de un segmento especial de la viga de alma abierta, mientras que los elementos fuera de este segmento son diseñados para permanecer elásticos bajo las fuerzas que pudieran ser ocasionadas por la generación de las rótulas plásticas en dicho panel

especial. Este sistema estructural es relativamente nuevo, por lo tanto, las dimensiones de las vigas están limitadas a los siguientes requisitos:

- La luz libre entre columnas no podrá ser mayor que 20m
- El peralte de la viga no podrá exceder 1.8m.

3.3.1 Requisitos del Sistema

Las vigas especiales de alma abierta deben satisfacer los siguientes requisitos de diseño:

- El segmento especial debe estar ubicado en el centro de luz de la viga de alma abierta.
- La longitud del segmento especial está limitada entre el 10% y el 50% de la luz de la viga.
- La relación entre la longitud y la profundidad de cualquier panel dentro del segmento especial no debe exceder 1.5 y tampoco ser inferior que 0.67.
- La resistencia al cortante disponible en el segmento especial es calculada como la sumatoria de la resistencia al cortante de los elementos de los cordones a través de la resistencia a la flexión, la resistencia a la tracción de los elementos de las diagonales y 0.3 veces la resistencia a la compresión de los elementos de las diagonales (si las diagonales existieran).
- Los elementos de los cordones del segmento especial son de la misma sección y deben proporcionar al menos el 25% de la resistencia al cortante requerida” (AISC Committee, 2016).

3.3.2 Resistencia al Cortante Estimada en el Segmento Especial

La resistencia al cortante esperada en el segmento especial en la mitad de la luz de la viga especial de alma abierta se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$V_{ne} = \frac{3.60 \cdot R_y \cdot M_{nc}}{L_s} + 0.036 \cdot E \cdot I \frac{L}{L_s^3} + R_y \cdot (P_{nt} + 0.3 \cdot P_{nc}) \cdot \sin \alpha \quad (27)$$

3.3.3 Limitaciones en la relación Ancho/Espesor

Los elementos del segmento especial deben tener una sección transversal compacta con la finalidad de facilitar la formación de las rótulas plásticas, por esta razón estos miembros deben cumplir con los requisitos de la sección D1.1b del ANSI/AISC 341-16 para miembros altamente dúctiles. La relación ancho espesor de los miembros de las diagonales de barra plana no deberá ser superior a 2.5.

3.3.4 Zonas Protegidas

La región de cada nudo dentro del segmento especial es considerada como zona protegida y satisface los requisitos de la sección D1.3 del ANSI/AISC 341-16.

Los miembros del alma de la viga especial de alma abierta dentro del segmento especial están considerados en las zonas protegidas.

De acuerdo a las especificaciones del ANSI/AISC 341-16, la separación entre las uniones de los miembros armados en el segmento especial no excederá $0.04 \cdot E \cdot r / f_y$, donde r es el radio de los componentes individuales en su eje más débil.

3.4 Expresiones para el Cortante Resistente y consideraciones para el diseño de la celosía

En una viga de alma llena, la fuerza cortante es resistida por el alma de la viga, sin tomar en cuenta el aporte de los patines y la loseta de compresión, de manera similar en una viga compuesta de alma abierta el cortante es resistido por los elementos del alma, sin tomar en consideración la loseta de compresión ni los cordones.

Si se opta por el diseño de una viga de alma abierta suspendida del cordón superior, el cordón superior debe ser diseñado para soportar la totalidad de las cargas transmitidas por las reacciones en los apoyos. Si el cordón superior está formado por dos ángulos espalda con espalda, el AISC 360-2016 en el capítulo G establece las expresiones para determinar la resistencia nominal a corte, las cuales son aplicable a estos casos.

Para el diseño de los elementos de la celosía del alma de la viga de alma abierta el Steel Joist Institute SJI-CJ-2015 establece que "las relaciones de esbeltez máximas de los miembros a compresión no deben exceder de 200 y los miembros a tracción no deben exceder de 240.

El Steel Joist Institute establece ecuaciones para calcular los esfuerzos de diseño, estas ecuaciones son detalladas a continuación:

Resistencia a la tracción. $\phi_t = 0.90$ (LRFD)

$$\phi_t P_n = \phi_t \cdot A_g \cdot F_y \quad (28)$$

Resistencia a la Compresión. $\phi_c = 0.90$ (LRFD)

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot A_g \cdot F_{cr} \quad (29)$$

Donde:

Para miembros con: $k \cdot l / r \leq 4.71 \sqrt{E / QF_y}$

$$F_{cr} = Q \cdot \left[0.658 \left(\frac{QF_y}{F_e} \right) \right] \cdot F_y \quad (30)$$

Para miembros con: $k \cdot l / r > 4.71 \sqrt{E / QF_y}$

$$F_{cr} = 0,877F_e \quad (31)$$

El factor de reducción de la resistencia es determinado tal como sigue:

$$Q = \left[\frac{5.25}{b/t} \right] + \frac{t}{25.4} \leq 1.0 \quad (32)$$

El esfuerzo elástico por pandeo es determinado por la conocida ecuación de Euler:

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{(k \cdot l/r)^2} \quad (33)$$

En las expresiones anteriores:

A_g : Área bruta de la sección transversal.

P_n : Resistencia nominal a tracción o compresión, según sea el caso.

F_y : Esfuerzo de fluencia mínima especificada del acero utilizado.

F_{cr} : Esfuerzo crítico de pandeo.

F_e : Esfuerzo elástico por pandeo.

kl/r : Esbeltez del miembro estructural.

b/t : Relación ancho espesor.

Miembros Armados: Para determinar la resistencia nominal a la compresión de miembros compuestos por dos secciones interconectadas, es necesario calcular la esbeltez modificada del miembro armado. Para calcular la esbeltez modificada se usa la siguiente ecuación:

$$\left(\frac{K \cdot l}{r} \right)_m = \sqrt{\left(\frac{K \cdot l}{r} \right)_o^2 + \left(\frac{K_i \cdot a}{r_i} \right)^2} \quad (34)$$

Donde:

K_i =0.50 para ángulos espalda con espalda.
 =0.75 Para canales espalda con espalda.
 =0.86 para otros casos.

Si $a/r_i > 40$, se debe calcular la esbeltez modificada caso contrario, se calcula la esbeltez del miembro actuando como una unidad, donde.

a: distancia entre conectores.

r_i = radio de giro mínimo del componente individual

3.5 Diseño para el Estado Límite de Servicio

Para verificar este estado límite debe tenerse en cuenta la función que va a tener la estructura y si está ligada o no a elementos no estructurales susceptible de sufrir daños por grandes desplazamientos. Según el Steel Joist Institute, las

deformaciones debido a las cargas vivas de diseño no deben ser superiores a las siguientes:

Pisos: la deformación máxima no deberá ser mayor a 1/360 de la luz libre de la viga compuesta.

Techos: Si la cubierta está ligada a elementos no estructurales susceptibles a recibir daños debido a las deformaciones la deformación máxima no deberá ser mayor a 1/360 de la luz libre. Para otros casos la deformación máxima no deberá ser mayor a 1/240 de la luz libre.

3.6 Conexión Viga de alma libre con la losa

En el diseño de la conexión se tomarán en cuenta los siguientes aspectos:

- La fuerza cortante que resiste la conexión.
- La capacidad de los conectores.
- El número de conectores y su disposición.

3.6.1 Fuerza Cortante en la Conexión

Para fines prácticos, la fuerza cortante que debe ser resistida por la conexión (Th) donde el momento positivo es máximo, es determinado de la siguiente forma:

$$Th = A_b \cdot F_y \quad (35)$$

3.6.2 Capacidad de los conectores

En una viga compuesta es fundamental garantizar que la adherencia entre el hormigón y la viga de acero no se pierda o reduzca, debido a la contracción de la loseta de hormigón o las vibraciones ocasionadas por la aplicación de la carga viva. Por lo tanto, se usan conectores de corte mecánicos que garanticen la transmisión de la fuerza de corte presente en la interface de unión entre los elementos.

A continuación, se detallan las ecuaciones para la determinación de la capacidad de los conectores de corte. Algunas de las mismas son obtenidas por el trabajo de investigación de un grupo de profesores de la Universidad de Camagüey y luego aprobada como Norma Ramal de Ministerio de la Construcción (NRM C 081, 2004).

$$\begin{aligned} &\text{Conector de tipo canal laminado en caliente} \\ &Q_n = 0.3 \cdot (t_f + 0.5 \cdot t_w) \cdot l_a \cdot \sqrt{f'_c \cdot Ec} \end{aligned} \quad (36)$$

$$\begin{aligned} &\text{Conector de tipo canal laminado en frío} \\ &Q_n = 0.0415 \cdot t_{cf} \cdot l_a \cdot \sqrt{f'_c} \end{aligned} \quad (37)$$

$$\begin{aligned} &\text{Conector de tipo gancho a partir de varillas corrugadas} \\ &Q_n = 0.5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f'_c \cdot Ec} \leq A_{sc} \cdot f_u \end{aligned} \quad (38)$$

$$Q_n = 0.5 \cdot A_{sa} \cdot \sqrt{f'c \cdot Ec} \leq R_g \cdot R_p \cdot A_{sa} \cdot F_u \quad (39)$$

Donde:

t_f : Espesor medio del ala de la canal.

t_w : Espesor del alma del canal.

l_a : Ancho del conector.

t_{cf} : Espesor de la canal laminada en frío

A_{sc} : Área de la sección transversal de la varilla de acero.

A_{sa} : Área de la sección transversal del perno.

3.6.3 Número de Conectores

El número de conectores requeridos entre la sección de máximo momento positivo o negativo, y la sección adyacente de momento nulo es igual a la relación entre la fuerza horizontal (Th), obtenida por medio de la ecuación (35) y la capacidad del conector.

$$N_c = \frac{Th}{Q_n} + 1 \quad (40)$$

4 RESULTADOS

Se presenta un ejemplo de cálculo para el caso de una viga compuesta de alma abierta con lámina de acero, con los nervios perpendiculares a la viga. Se tiene una carga viva igual a 489.47 kg/m² y una carga muerta de 522.48 kg/m², y un ancho colaborante de 1,50 metros.

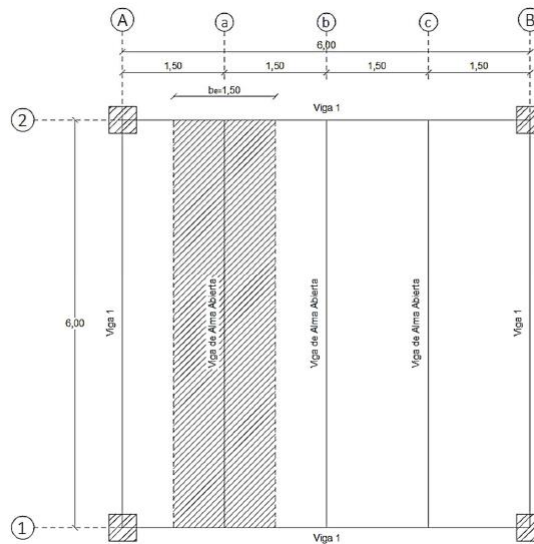


Figura 15 Dimensiones del ejemplo de cálculo. Unidades: metros.

$$qu = (5.12 * 1.5 + 0.22) * 1.2 + 4.8 * 1.5 * 1.6 = 21.01 \text{ kN/m.}$$

$$Mu = \frac{qu * l^2}{8} = \frac{21.01 * 6^2}{8} = 94.53 \text{ KNm}$$

Con este Momento, se procede a obtener una sección cuyo momento resistente sea mayor al momento requerido de acuerdo a las ecuaciones presentadas en el capítulo 3.2.2, esto se lo realiza con la ayuda de un programa elaborado en Matlab, como se presenta en la figura 16. El cálculo se resume en la figura 17.

The screenshot shows a software interface with the following sections:

- Propiedades Viga:**
 - Ancho Efectivo [be]: 150 [cm]
 - Altura de Hormigón [tc]: 5 [cm]
 - Altura de Placa [hdeck]: 5.5 [cm]
 - Espesor de la Placa [td]: 0.65 [mm]
 - Altura de la Viga [h]: 40.5 [cm]
- Propiedades Mecánicas:**
 - Esf. Compresión [fc]: 21 [MPa]
 - Esf. Fluencia Acero [fy]: 250 [MPa]
 - Esf. Fluencia Deck [fyd]: 275 [MPa]
- Cordón Inferior:**
 - Ancho del perfil [A]: 60 [mm]
 - Espesor del Perfil [e]: 6 [mm]
 - Área neta [An]: 13.66 [cm²]
 - Centro de Gravedad [y]: 1.72105 [cm]
- Diagrama:** A cross-section diagram of a composite beam with labels: t_c , C , b_{ef} , a , h_{deck} , d , A_b , and y_{sc} .
- Propiedades:**

Propiedades	Valor	Unidad
Momento Resistente [Mu]	139.17	kN m
Factor de seguridad [Ø]	0.90	
Momento Factorizado [ØMu]	125.25	kN m
Eje neutro [c]	26.81	mm
a	22.79	mm
Caso	2.10	
- Buttons:** "Calcular SI" and "Calcular MKS".
- Footer:** Marcos Díaz Sánchez.

Figura 16 Cálculo del momento nominal.

Descripción	SI	MKS
Momento Resistente [Mu]	139,17 kN m	13,97 t m
Factor de seguridad [Ø]	0,9	0,9
Momento Factorizado [ØMu]	125,25 kN m	12,57 t m
Eje neutro [c]	26,81 mm	2,68 cm
a	22,79 mm	2,28 cm
Caso	2,1	2,1
Ancho efectivo [be]	1500 mm	150 cm
Brazo de palanca [de]	376,4 mm	37,64 cm
Altura de la Viga [h]	405 mm	40,5 cm
Altura de la lámina [hdeck]	55 mm	5,5 cm
Altura del Ala [hf]	105 mm	10,5 cm
Altura de la Joist [dj]	300 mm	30 cm
Altura del Hormigón [tc]	50 mm	5 cm
Espesor de la lámina [td]	0,65 mm	0,65 mm
B1	0,85	0,85

Descripción	SI	MKS
Esf. Compresión [fc]	21 MPa	214,14 kg/cm ²
Esf. Fluencia Acero [Fy]	250 MPa	2549,29 kg/cm ²
Esf. Fluencia lámina [fyd]	275 MPa	2804,22 kg/cm ²
Ancho del Perfil [A]	60 mm	60 mm
Espesor del Perfil [e]	6 mm	6 mm
Área Neta [An]	1368 mm ²	13,68 cm ²
Centro de gravedad [ybc]	17,21 mm	1,72 cm

Figura 17 Diseño de vigas compuestas de alma abierta.

Los datos iniciales usados para determinar el momento nominal de la viga compuesta de alma abierta son los detallados en la siguiente tabla:

Propiedades de la Viga Compuesta	
Ancho efectivo, b_e [mm]	1500
Altura de la Joist, d_j [mm]	350
Altura del Hormigón, t_c [mm]	50
Altura de la lámina, [mm]	55
Espesor de la lámina, [mm]	0.65
Propiedades Mecánicas	
Esf. Compresión, f'_c [MPa]	21
Esf. Fluencia Acero, F_y [MPa]	250
Esf. Fluencia del acero de la lámina, f_{yd} [MPa]	275
Propiedades del Cordón Inferior	
Ancho del Perfil, w [mm]	60
Espesor del Perfil, t [mm]	6

Figura 18 Datos de cálculo.

Se determinan las fuerzas actuantes en la viga de alma abierta.

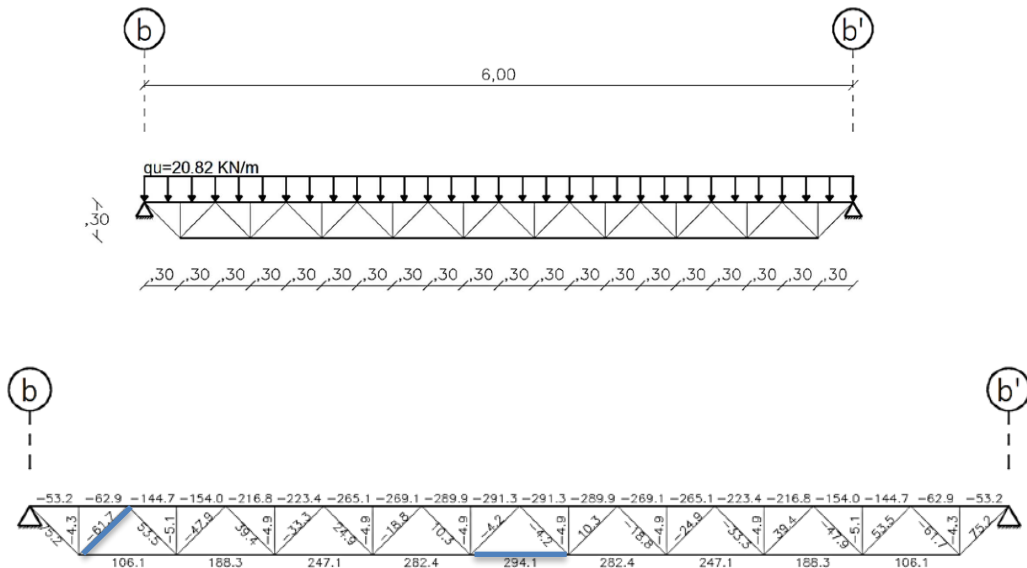


Figura 19 Fuerzas actuantes en la viga. Unidades: kN.

Revisión cordón inferior 2L60x6:

$$\phi P_n = \phi * F_y * A_n = 0.9 * 250 * 1368 = 307.8 \text{ kN.}$$

$$P_u = 294.1 \text{ kN.}$$

$$307.8 \text{ kN} > 294.1 \text{ kN. Ok.}$$

Revisión cordón superior:

$$V_u = \frac{qu * l}{2} = \frac{21.01 * 6}{2} = 63.0 \text{ kN.}$$

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w * C_v = 0.6 * 250 * 240 * 1/1000 = 36 \text{ kN.}$$

El cordón superior está compuesto por dos ángulos dispuestos espalda con espalda, la capacidad para cortante del cordón superior es 72 kN.

$$72 \text{ kN} > 63 \text{ kN. Ok.}$$

Las diagonales son diseñadas para solicitaciones de compresión, en el diseño se consideran dos tipos de diagonales, para de esta forma disminuir el peso global de la estructura. La diagonal de mayor dimensión es diseñada para soportar una carga de compresión de $P_u = -61.7 \text{ kN.}$, se opta por una diagonal de tipo 2L30x4. La siguiente tabla resume las propiedades de esta diagonal. Se presentan directamente los resultados del análisis.

Sección Armada			
b [mm]	30	E [MPa]	2.00E+05
t [mm]	4	F _y [MPa]	250
s [mm]	37	Ø P _n [kN]	76.41
A [mm ²]	448.00	I _{yy} [mm ⁴]	-10864.3
y _{CG} [mm]	8.96	I _{min} [mm ⁴]	7690.1
I _{xx} [mm ⁴]	37108.8	I _{max} [mm ⁴]	29418.7
I _{yy} [mm ⁴]	243509.3	Rot	90
r _x [mm]	9.10	r _{min} [mm]	5.86
r _y [mm]	23.31	r _{max} [mm]	11.46
J [mm ⁴]	2316.16	C _w [mm ⁶]	78051.56
Sísmicamente Compacto			

Figura 20 Diseño a compresión de la diagonal. 2L30x4.

Se demuestra que $\phi P_n = 76.41 \text{ kN} > 61.7 \text{ kN. Ok.}$

Montantes: $P_u = 5.1 \text{ kN.}$

El perfil escogido es un ángulo simple tipo L20x2mm, la Figura 20 es un esquema claro del perfil, en la siguiente tabla se resumen las propiedades del perfil.

b [mm]	20	E [MPa]	2.00E+05
t [mm]	2	Fy [MPa]	250
L [m]	0.3	ϕPn [kN]	12.43
A [mm ²]	76.00	I _{yy} [mm ⁴]	-1705.3
y _{CG} [mm]	5.74	I _{min} [mm ⁴]	1174.8
I _{xx} [mm ⁴]	2880.1	I _{max} [mm ⁴]	4585.3
I _{yy} [mm ⁴]	2880.1	Rot	45
r _x [mm]	6.16	r _{min} [mm]	3.93
r _y [mm]	6.16	r _{max} [mm]	7.77
J [mm ⁴]	101.33	C _w [mm ⁶]	3048.44
Sísmicamente Compacto			

Figura 21 Diseño a compresión Montante L20x2.

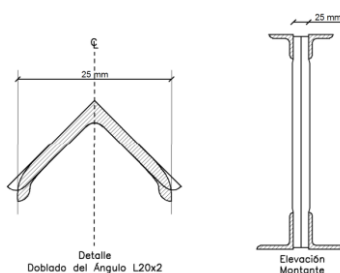


Figura 22 Disposición del ángulo para montantes L20x2.

Se demuestra que $\phi Pn = 12.43 \text{ kN} > 5.1 \text{ kN}$. Ok.

Además, se debe calcular las deformaciones a corto y largo plazo, conectores y revisión de los estados críticos SJI, diseño de soldadura. Estas revisiones y más cálculos se encuentran en la investigación de Díaz M., 2018.

5 CONCLUSIONES

La propuesta de cálculo desarrollada para el chequeo del estado límite de resistencia en vigas compuestas de alma abierta, es aplicable en el país, con la inclusión del segmento especial. Sin embargo, esta alternativa debe ser limitada a viviendas de baja altura o livianas.

En la determinación de la capacidad a momento de una viga compuesta de alma abierta no se toma en consideración la acción del cordón superior, debido al pobre incremento en la capacidad que esto conlleva, esta simplificación reduce el número de conectores de corte necesarios para lograr la interacción completa, por este motivo en el presente trabajo no se desarrollaron ecuaciones para interacción parcial, se asumió una interacción completa hasta alcanzar el límite de fluencia del cordón inferior.

Los sistemas de entrepiso que usan vigas compuestas de alma abierta son una alternativa económica, liviana y con poco peralte, también permite la colocación

de instalaciones hidrosanitarias, de conductos de electricidad y telecomunicaciones a través del alma de las vigas.

Muchas estructuras usan vigas de alma abierta sin segmento especial como parte del sistema resistente a cargas laterales, lo cual es preocupante debido a que el comportamiento ante cargas cíclicas de este tipo de sistema estructural es inadecuado para zonas sísmicas, ya que las vigas de alma abierta sin segmento especial poseen poca ductilidad.

6 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AISC Committee. (2016). *Seismic Provision for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 341-16)*. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- AISC Committee. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-16)*. Chicago, Illinois, United States: American Institute of Steel Construction.
- American Concrete Institute. (2019). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-19)*. Estados Unidos: ACI.
- Azmi, M. H. (1972). *Composite Open-Web Trusses with Metal Cellular Floor*. Hamilton, Ontario: McMaster University.
- Basha, H. S., & Goel, S. C. (1994). Seismic Resistant Truss Moment Frames with Ductile. *Research Report No. UMCEE 94-29*. Ann Arbor: The University of Michigan.
- Brattland, A., & Kennedy, D. L. (1992). *Flexural tests of two full-scale composite trusses* (Vol. 19). Canadá: Canadian Journal of Civil Engineering.
- Chao, S., & Goel, S. C. (2008). Performance Based Plastic Design of Special Truss Moment Frames. *Engineering Journal / Second Quarter*.
- Columba Morocho, M., & Crespo Palma, G. (2016). *Estudio de elementos compuestos de una losa de hormigón sobre una viga de acero de alma no compacta y patines compactos, sometidos a flexión con momentos negativos*. Quito, Ecuador: EPN-FICA.
- Díaz Sánchez, M. H. (2018). Propuesta de cálculo para entresijos compuestos de hormigón y acero, con vigas de alma abierta para su aplicación en Ecuador (Bachelor's thesis, Quito, 2018.).
- Echeverría Álava, L. A. (2013). *Evaluación y Control de Proyectos Inmobiliarios, caso "Edificio Lupe"*. Quito, Ecuador: Escuela Politécnica Nacional.
- Galambos, T. V., & Tide, R. H. (1970). *Composite Open-Web Steel Joists*. AISC Engineering Journal.
- Ibrahim Muhammad, A. (2015). *Behaviour of Open Web Steel Joist in Composite Deck Floor System*. Windsor, Ontario, Canadá: University of Windsor.
- Itani, A., & Goel, S. C. (1991). Earthquake Resistant Design of Open Web Framing Systems. Ann Arbor: University of Michigan, Department of Civil and Environmental Engineering.
- Lembeck, J. H. (1965). *Composite Design of Open Web Steel Joists, M.Sc. Thesis*. St. Louis: Washington University.
- Leon, R. T., & Curry, J. H. (1987). *Behavior of Long-Span Composite Joists*. Florida: ASCE Structures Congress Proceedings.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (Diciembre 2014). *Cargas no Sísmicas NEC-SE-CG*. Quito: MIDUVI.

-
- NRMC 081. (2004). *Cálculo de entrepisos de hormigón y acero con vigas de celosías sometidos a cargas estáticas. Código de buenas prácticas*. Cuba: Ministerio de la Construcción.
- Robinson, H., & Fahmy, E. H. (1978). *The Design of Partially Connected Composite Open-Web Joists* (Vol. 5). Canadian Journal of Civil Engineering.
- Samuelson, D. (2002). Composite Steel Joists. *AISC Engineering Journal*, Third Quarter, 111-120.
- Samuelson, D., & Green, P. S. (2008). The SJI Composite Steel Joist Catalog First Edition 2007 for use by the Design Professional. NASCC, 16.
- Steel Joist Institute. (2015). *Standard Specification for Composite Steel Joists, CJ-Series*. Florence, Estados Unidos: SJI-CJ-2015.
- Wang, P., & Kaley, D. J. (1967). *Composite Action of Concrete Slab and Open Web Joist (Without the Use of shear Connectors)* (Vol. 4). AISC Engineering Journal.