

PROCEDIMIENTO DE VERIFICACION DE VIGAS COMPUESTAS

Según el procedimiento de la ASD de la AISC

A continuación describiremos paso a paso el método de verificación de vigas compuestas siguiendo el procedimiento indicado por la *Allowable Stress Design Specification* del *American Institute of Steel Construction*.

1) Definición y especificación de los materiales que se utilizarán

1.1) Tablero Metálico:

Calidad del acero
Características geométricas

Altura de la ondulación	h_r
Espesor de la chapa	t
Ancho medio de la acanaladura	w_r
Momento de Inercia para M+ y M-	$I^{(+)}, I^{(-)}$
Modulo Resistente para M+ y M-	$S^{(+)}, S^{(-)}$
Peso propio del tablero	g_T

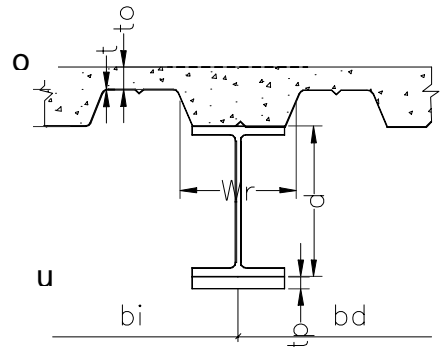
1.2) Tipo de Hormigón:

Hormigón normal o liviano: Peso Específico
Resistencia cilíndrica o equivalente:
Espesor de la carpeta de hormigón:

w
 f'_c
 t_o
 $\text{mín } t_o = 5 \text{ cm}$

1.3) Tipo de conectadores

Calidad del acero. ASTM
Diámetro del conector: d_c



1.4) Perfil estructural

Calidad del acero: F_y
Tipo de Perfil: $IPE, W, HEA/B, HE, \text{etc.}$
Características del perfil: $d, I_s, S_s, A_s, \text{etc.}$
Platabanda adicional de refuerzo: b_p, t_p

2) Análisis de cargas

2.1) Cargas previas o preliminares (*pre-composite*), constituidas por:

Peso Propio del tablero metálico.
Peso Propio del hormigón (de acuerdo al espesor de carpeta requerido por el dimensionamiento del tablero).

Peso Propio del perfil de acero que formará la viga compuesta.
 Sobrecarga constructiva: 98 kg/m^2 .

2.2) Cargas posteriores al fraguado del hormigón:

Contrapisos, solados.
 Tabiquería.
 Cielorrasos.
 Instalaciones eléctricas, etc.

Sobrecargas Útiles (según destino del local).

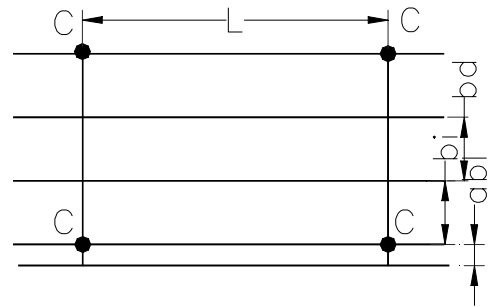
2.3) Anchos de las superficies de contribución de cargas:

b_i : distancia a la viga paralela izquierda.
 b_d : distancia a la viga paralela derecha.
 a_{BL} : distancia al borde libre.

El ancho de contribución de cargas s resulta igual a:

$$s = \frac{b_i + b_d}{2} \quad \text{o bien}$$

$$s = \frac{b_i \text{ ó } b_d}{2} + a_{BL}$$



3) Esfuerzos Característicos

Determinación de los esfuerzos característicos **M** y **V** para los estados de cargas indicados:

M_{gPL} Momento flexor debido a las cargas preliminares o constructivas. Este momento flexor será resistido únicamente por el perfil elegido. En este caso, la hipótesis habitual es la de considerar que el perfil tiene el ala superior arriostrada mediante los tableros metálicos vinculados al mismo. En caso contrario, en que no se garantice la estabilidad lateral del perfil, la limitación de carga estará determinada por la tensión crítica de pandeo lateral del mismo.

M_{pPL} Momento flexor originado por las sobrecargas constructivas. El mismo también será resistido solamente por el perfil. No obstante en la determinación de las deformaciones de la viga no será tenido en cuenta, debido a que se trata de una sollicitación transitoria y la viga se recuperará elásticamente una vez que el momento deja de actuar.

M_{Dpp} Momento flexor debido a peso propio de los elementos integrantes de la construcción (contrapisos, solados, etc.) que se instalarán una vez que el hormigón haya alcanzado al menos el 75% de su resistencia.

- M_{LLp}** Momento flexor debido a la sobrecarga útil correspondiente al local, prescrita por los códigos de la construcción. Esta sobrecarga, conjuntamente con las cargas permanentes posfragüe (contrapisos, solados, etc.) será resistida por la sección compuesta por el perfil de acero y la losa superior de hormigón.
- máxM** Momento flexor máximo debido a la acción conjunta del peso propio, cargas permanentes y sobrecarga útil. Este momento flexor se utilizará para verificar la fibra traccionada de la sección compuesta.
- V** Esfuerzo de corte máximo debido a la acción conjunta del peso propio, cargas permanentes y sobrecarga útil.

4) Características de la Sección Compuesta

- 4.1) Definidas las calidades del acero estructural y del hormigón se determinará el coeficiente de homogeneización de la sección:

$$n = \frac{E}{E_c}$$

En la cual:

E : Es el módulo de elasticidad del acero.

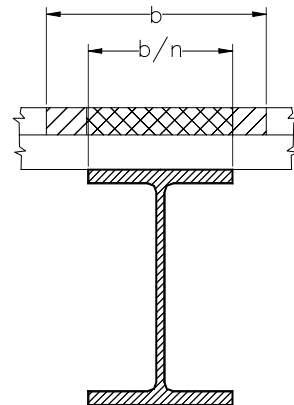
E_c : es el módulo de elasticidad del hormigón (ton/cm^2).

$$E_c = 13.5 \cdot w^{1.5} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(\frac{m^{3.5}}{\text{kg}} \right)$$

En la que:

w : es el peso específico del hormigón (ton/m^3).

f'_c : es la resistencia cilíndrica a compresión (kg/cm^2).



- 4.2) El ancho colaborante disponible de la carpeta de compresión es el menor de los valores siguientes:

$$b = s \quad (\text{ver 2.3}) \quad \text{o bien}$$

$$b \leq \frac{L}{4}$$

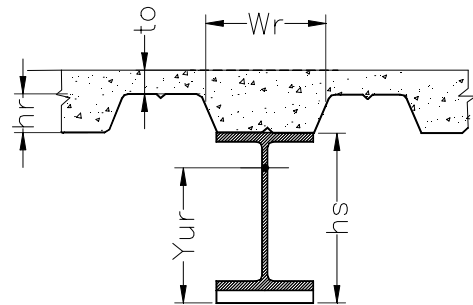
- 4.3) El ancho reducido u homogeneizado es:

$$b_r = \left(\frac{b}{n} \right)$$

En el caso en que la dirección de los nervios de los tableros metálicos sea coincidente a la dirección de la viga, se podrá tener en cuenta además, como sección colaborante del hormigón, el ancho ubicado directamente sobre el ala superior del perfil, de altura h_r igual a la del tablero. En general, por sencillez y para no colocar elementos de cierre adicionales, este ancho se puede tomar igual al ancho medio de la acanaladura propia del tablero o bien igual al ancho b_f del ala de perfil, pero no menos de 50 mm.

El ancho reducido de este sector será:

$$w_{rr} = \frac{w_r}{n}$$



4.4) Características de la sección homogeneizada

4.4.1) Posición del baricentro de la sección homogeneizada respecto del borde inferior del perfil:

$$y_{ur} = \frac{A_s \cdot y_{us} + b_r \cdot t_o \cdot \left(h_s + h_r + \frac{t_o}{2} \right) + \alpha \cdot w_{rr} \cdot h_r \cdot \left(h_s + \frac{h_r}{2} \right)}{A_s + b_r \cdot t_o + \alpha \cdot w_{rr} \cdot h_r}$$

En la cual:

α : es un factor que tiene en cuenta o no la presencia del ancho colaborante w_r . Si la viga es paralela a los nervios del tablero es $\alpha=1$, en caso contrario es $\alpha=0$.

y_{us} : es la ubicación del baricentro del perfil respecto de su borde inferior.

Los demás términos ya han sido definidos.

La distancia del baricentro al borde superior:

$$y_{or} = h - y_{ur}$$

h : es la altura total de la sección compuesta.

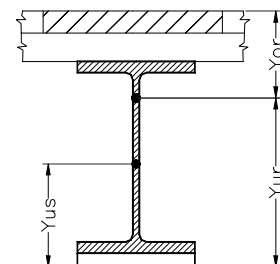
$$h = t_p + d + h_r + t_o$$

t_p : espesor de la platavanda de refuerzo.

d : altura del perfil.

h_r : altura del tablero

t_o : espesor de la placa de hormigón.



4.4.2) El momento de inercia de la sección homogeneizada:

$$I_{tr} = I_s + A_s \cdot y_{us}^2 + b_r \cdot t_o \cdot \left(h_s + h_r + \frac{t_o}{2} \right)^2 + \alpha \cdot w_{rr} \cdot h_r \cdot \left(h_s + \frac{h_r}{2} \right)^2 - y_{ur}^2 \cdot (A_s + b_r \cdot t_o + \alpha \cdot w_{rr} \cdot h_r)$$

4.4.3) Los módulos resistentes serán, respectivamente:

Superior: $S_{tro} = \frac{I_{tr}}{y_{or}}$

Inferior: $S_{tru} = \frac{I_{tr}}{y_{ur}}$

5) Determinación de la fuerza de resbalamiento entre el tablero metálico compuesto y el perfil de acero

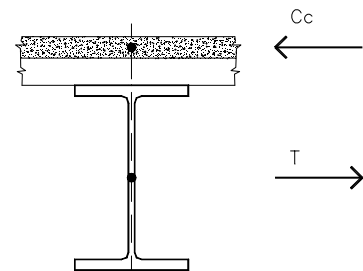
5.1) Acción compuesta total.

Se dice que existe *acción compuesta total* cuando el valor de la fuerza de resbalamiento entre el tablero compuesto y el perfil de acero que constituye la viga, coincide con el menor de los valores brindados por la plastificación a tracción de la sección de acero del perfil o bien por la resistencia límite a compresión de la sección de hormigón involucrada (de ancho reducido b_r y eventualmente, el ancho w_{rr} incluido). Cabe aclarar también, que en este caso la sección homogeneizada es totalmente efectiva

Este esfuerzo se obtiene recurriendo implícitamente a una teoría de falla o rotura de la sección compuesta, dividiendo luego por un coeficiente de seguridad igual a 2.

Por tracción en el acero:

$$T = \frac{A_s \cdot F_y}{2}$$



Por compresión del hormigón:

$$C_c = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot (t_o \cdot b + \alpha \cdot h_r \cdot w_r)}{2}$$

La fuerza de resbalamiento: $V_h = \min \left[\begin{matrix} T \\ C_c \end{matrix} \right]$

5.2) Cantidad de conectadores de corte necesarios para desarrollar la acción compuesta total.

Resistencia última Q_u (ton) de un conector de corte:

$$Q_u = 0.5 \cdot A_s \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c}$$

En la cual:

$$A_s = \frac{\pi \cdot d_c^2}{4}$$

d_c : es el diámetro del conector cilíndrico (*stud*) (cm^2).

f'_c : Resistencia cilíndrica del hormigón (kg/cm^2).

E_c : Módulo de elasticidad del hormigón (ton/cm^2).

Tomando un factor de seguridad $FS = 15/8$, el valor admisible de la capacidad portante de un conector es:

$$q = \frac{Q_u}{FS}$$

Este valor de la capacidad portante admisible del conector dependerá de la orientación de la viga respecto de los nervios del tablero metálico. Estos conectores serán más eficientes al quedar embebidos en forma continua en el hormigón de la losa, cuando el perfil de acero tiene la misma dirección que los nervios.

La especificación ASD de la AISC prevé coeficientes de minoración de la resistencia q admisible según la orientación de los tableros metálicos respecto de la viga de acero (principal = paralela o secundaria = perpendicular). Estos coeficientes valen respectivamente:

Para vigas paralelas o principales
 (y si $w_r / h_r < 1.5$):

$$\kappa_1 = 0.6 \cdot \left(\frac{w_r}{h_r} \right) \cdot \left(\frac{H_s}{h_r} - 1 \right) \leq 1$$

Para vigas perpendiculares o

Secundarias:

$$\kappa_2 = \frac{0.85}{\sqrt{N_r}} \cdot \left(\frac{w_r}{h_r} \right) \cdot \left(\frac{H_s}{h_r} - 1 \right) \leq 1$$

En las que:

N_r : es el número de conectores ubicados en cada nervio (máximo 3).

H_s : Altura total del conector (mínima $H_s = h_r + 38mm$)

Los conectores tienen en general alturas estándar.

La cantidad N necesaria de conectores para la acción compuesta total será según sea el caso (viga principal o secundaria):

$$N = \frac{V_h}{\kappa_i \cdot q}$$

5.3) Cantidad de conectadores de corte necesarios para desarrollar una *acción compuesta parcial*.

Puede ser, que en algunas circunstancias sea conveniente recurrir a la acción compuesta parcial. Esta acción está determinada por la cantidad de conectadores de corte que en definitiva se instalen para transferir la fuerza de resbalamiento entre el tablero metálico y la viga de acero. Esta cantidad puede ser menor a la que corresponde a la acción compuesta total y que resultaba de la fuerza V_h de resbalamiento indicada más arriba.

Al disminuir la cantidad de conectadores N a un número menor al que le corresponde a la acción total, la capacidad portante de la sección compuesta disminuye ya que la fuerza V'_h que ahora se puede transmitir depende de la cantidad de conectadores y no de las resistencias últimas de la sección de acero del perfil o de la sección disponible de hormigón. Esta pérdida de capacidad es equivalente a considerar una sección menos *efectiva* que la de la acción compuesta total. La fuerza de deslizamiento a transmitir será el menor de los tres esfuerzos siguientes:

Por tracción en el acero:
$$T = \frac{A_s \cdot F_y}{2}$$

Por compresión del hormigón:
$$C_c = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot (t_o \cdot b + \alpha \cdot h_r \cdot w_r)}{2}$$

Por número de conectadores:
$$Q = \kappa_i \cdot q \cdot N_i$$

 (N_i : número de conectadores adoptado)

La fuerza de resbalamiento es:
$$V'_h = \min \begin{bmatrix} T \\ C_c \\ Q \end{bmatrix}$$

Podemos calcular las características geométricas de la nueva sección mediante la aplicación de las fórmulas aproximadas siguientes:

Momento de Inercia efectivo:
$$I_{eff} = I_s + \sqrt{\frac{V'_h}{V_h}} \cdot (I_{tr} - I_s)$$

Módulo resistente efectivo Inferior:
$$S_{ueff} = S_s + \sqrt{\frac{V'_h}{V_h}} \cdot (S_{tru} - S_s)$$

En estas expresiones la relación V'_h/V_h puede escribirse en forma porcentual, por ejemplo: 60/100 lo cual debe interpretarse como una acción compuesta parcial del 60% la que a su vez, en los cálculos, puede ser establecida de antemano.

No obstante, la decisión de utilizar la acción parcial, es económica y depende de los precios relativos de la fabricación y montaje de la estructura y del costo de provisión e instalación de los conectadores.

Posición del baricentro respecto del borde inferior de la sección:

$$y_{ueff} = \frac{I_{eff}}{S_{ueff}}$$

Posición del baricentro respecto del borde superior de la sección:

$$y_{oeff} = h - y_{ueff}$$

Módulo resistente efectivo Superior:

$$S_{oeff} = \frac{I_{eff}}{y_{oeff}}$$

- 5.4) El número de conectadores de corte N' requerido para la acción parcial estará dado por:

$$N' = \left(\frac{V'_h}{\kappa_i \cdot q} \right)$$

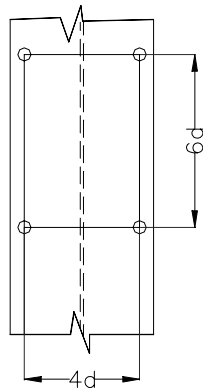
- 5.5) La disposición de los conectadores debe satisfacer ciertas condiciones especificadas:

- 5.5.1) Un conectador soldado al ala de un perfil pero en una posición no coincidente con el alma del mismo, debe tener un diámetro máximo de:

$$d_c \leq 2.5 \cdot t_f$$

en la que t_f es el espesor del ala del perfil.

- 5.5.2) Las losas de hormigón serán vinculadas a las vigas de acero mediante conectadores de corte de 19 mm de diámetro o menos. Los conectadores serán soldados directamente al ala del perfil o a través del tablero metálico.



- 5.5.3) La cantidad de conectadores dispuestos sobre un mismo nervio es como máximo igual a tres.

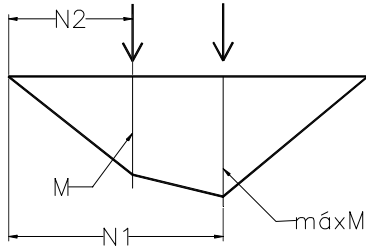
- 5.5.4) En el sentido del eje del perfil de la sección compuesta, la separación mínima entre conectadores es de $6d_c$ y en sentido transversal la separación mínima es de $4d_c$ (d_c diámetro del conectador).

- 5.5.5) La máxima separación entre conectadores no debe exceder $8(t_o + h_r)$ o sea, ocho veces el espesor total de la losa.

- 5.5.6) La altura del conectador H_s debe ser al menos 38 mm mayor que la altura h_r del tablero. Pero, a los efectos de la determinación de la capacidad portante, la altura no puede ser computada mayor a $(h_r + 75 \text{ mm})$.

- 5.5.7) En el caso de vigas perpendiculares el espaciamiento máximo entre conectadores es de 915 mm.

- 5.5.8) La cantidad total de conectadores $2N$ o $2N'$ calculada, puede disponerse uniformemente, en cantidades iguales, a ambos lados de la ordenada de máximo momento positivo, en el tramo de viga que va desde ese máximo a la ordenada de momento cero. No obstante, deberá disponerse la cantidad necesaria de conectadores entre la ordenada del momento correspondiente a una carga concentrada y la ordenada de momento cero.



$$N_2 = \frac{N_1 \cdot \left(\frac{M \cdot \beta}{\text{máx}M} - 1 \right)}{\beta - 1}$$

En la cual:

N_2 : es la cantidad de conectadores que se debe colocar entre el punto de aplicación de la carga concentrada y el extremo de momento nulo.

M : es el valor de la ordenada del momento flexor bajo la carga concentrada.

$\text{máx}M$: es el máximo momento para el cual se calculó N_1 .

$$\beta = \frac{S_{tr}}{S_s} \quad \text{o bien} \quad \beta = \frac{S_{eff}}{S_s}$$

el que resulte aplicable.

6) Verificación de las Tensiones en el Perfil de Acero y en el Hormigón

- 6.1) Verificación de la fibra traccionada del perfil para la condición de cargas preliminares permanentes (g_{PL}) (*precomposite*) y sobrecargas constructivas (p_{PL}).

Durante la etapa de hormigonado, el perfil de acero debe ser capaz de soportar actuando aisladamente, su propio peso, el de los tableros, el del hormigón fresco y las sobrecargas de trabajo (entablados, carretones, personal, etc.). A favor de esta situación, puede considerarse que el ala superior del perfil se encuentra arriostrada mediante los tableros metálicos sujetos, como se ha descrito, al ala superior. No obstante, debe verificarse que esta hipótesis de trabajo es satisfecha constructivamente, en caso contrario, debe verificarse el perfil al pandeo lateral.

Por lo tanto, debe cumplirse:

$$f_{sp} = \frac{M_{g_{PL}} + M_{p_{PL}}}{S_{us}} \leq 0.66 \cdot F_y$$

- 6.2) Verificación de la fibra traccionada para la condición de $\text{máx}M$ correspondiente a la totalidad de las cargas actuantes.

En el Capítulo I, artículo I2.2, la especificación ASD-AISC establece que, cuando la viga dispone de conectadores, la misma debe verificarse como sección compuesta bajo la acción de *todas* las cargas actuantes ($g_{DL}+p$) sin exceder la tensión admisible F_b :

$$F_b = 0.66 \cdot F_y$$

Por lo tanto:

$$f_b = \frac{\text{máx}M}{I_{eff}} \cdot y_{ueff} \leq 0.66 \cdot F_y$$

- 6.3) Verificación de la fibra más comprimida para el estado que corresponde al momento en que el hormigón ya ha alcanzado el 75% de su resistencia final. En el Capítulo I, artículo I2.2, la especificación ASD-AISC establece que debe utilizarse la sección compuesta transformada para su verificación bajo las cargas aplicadas posteriormente al momento en que el hormigón haya alcanzado el 75% de su resistencia. La tensión en el hormigón no debe exceder $0.45 \cdot f'_c$.

Las cargas a las que hace mención, se refieren a las cargas de:

Peso Propio o permanentes (g_{DLp}):

contrapisos, solados, tabiquería, cielorrasos, etc.

y Sobrecargas Útiles o Cargas Vivas (p) (según Códigos).

Por lo tanto, debe cumplirse:

$$f_c = \frac{M_{DLp} + M_{LLp}}{n \cdot I_{eff}} \cdot y_{oef} \leq 0.45 \cdot f'_c$$

- 6.4) Verificación de la fibra traccionada para la condición de carga final.

La especificación ASD establece en Capítulo I, Artículo I2.2, que la tensión en la sección de acero, que constituye la sección compuesta, no debe exceder de $0.9 F_y$. Esta tensión debe ser calculada suponiendo que la sección de acero aislada absorbe todas las cargas preliminares y que la sección compuesta soportará las cargas posteriores.

Por lo tanto, debe verificarse que:

$$f_{sb} = \frac{M_{gPL}}{S_{us}} + \frac{M_{DLp} + M_{LLp}}{S_{ueff}} \leq 0.9 \cdot F_y$$

- 6.5) Verificación de las tensiones tangenciales debidas al esfuerzo de corte máximo.

La tensión de corte admisible es: $F_v = 0.4 \cdot F_y$ de modo que debe cumplirse:

$$f_v = \frac{\max V(g_{PL} + g_{DLp} + p)}{d \cdot t_w} \leq 0.4 \cdot F_y$$

7) Verificación de las Condiciones de Servicio

- 7.1) Verificación de la deformación del perfil actuando solo y bajo la acción de las cargas preliminares. No se considera la deformación producida por las sobrecargas constructivas (p_{PL}).

Por lo tanto, debe cumplirse: $\Delta_{PL} = \frac{M_{gPL} \cdot L^2}{9.6 \cdot E \cdot I_s} \leq f_{PL}$

No existen valores máximos predeterminados para f_{pL} , dentro de la especificación. No obstante, es conveniente limitar su valor a $L/300$ o bien a 38 mm como máximo, a pesar de que siempre es posible reducir esta flecha mediante un proceso de contraflechado en frío, realizado en taller.

7.2) Deformación debida a la sobrecarga útil p (o LL)

Esta sobrecarga corresponde como se indica, a la sobrecarga útil actuante excluido el peso propio, una vez que la estructura se encuentra en servicio.

Por lo tanto debe cumplirse:
$$\Delta_{LLp} = \frac{M_{LLp} \cdot L^2}{9.6 \cdot E \cdot I_{eff}} \leq f_{LLp}$$

El valor máximo de f_{LLp} adoptado habitualmente es de $L/360$. En requerimientos constructivos muy exigentes, como puede ser la instalación de un Curtain Wall, la limitación puede llegar a $L/600$ o eventualmente aun más y fijar un valor de $máxf = 10 \text{ mm}$.

7.3) Deformación total debida al Peso Propio y a la Sobrecarga Útil p (o LL)

$$\Delta_T = \Delta_{DL} + \Delta_{LL}$$

Esta deformación suele acotarse también a $L/360$. El objeto es evitar también vistas no satisfactorias o poco estéticas de la estructura.

En las páginas siguientes se presenta un ejemplo de viga compuesta resuelta en forma completa, desarrollado en una hoja de cálculo que puede ser adoptada para un procesador tipo Mathcad o Excel.