

### 3. CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DE POLINES Z CONTINUOS

Para proporcionar al lector una ayuda al adentrarse en este tema, es recomendable brindarle una relación de los términos generales más comúnmente usados dentro del diseño de perfiles laminados en frío.

#### 3.1 Definición de Términos generales.

##### 1. Elementos a compresión no atiesados.

Son elementos con un borde atiesado en la dirección paralela al esfuerzo y con el otro extremo libre. Ejemplos de este tipo de elementos son: el elemento vertical de un angular, el perfil a compresión C, el patín de compresión de un perfil sombrero invertido (ver Fig. 3.1).

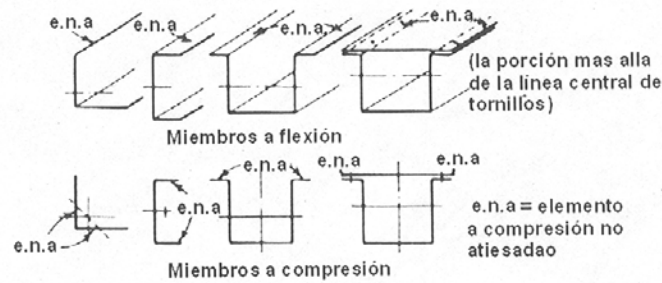


Fig. 3.1 Perfiles con elementos a compresión no atiesados.

##### 2. Elementos a compresión atiesados.

Este tipo de elementos puede ser también parcialmente o totalmente atiesados, definiéndose como un elemento plano donde ambas orillas paralelas a la dirección del esfuerzo están atiesados; estos elementos los cuales pueden ser atiesados por un alma, patín, labio atiesador, atiesador intermedio u alguna otra forma similar (ver Fig. 3.2).

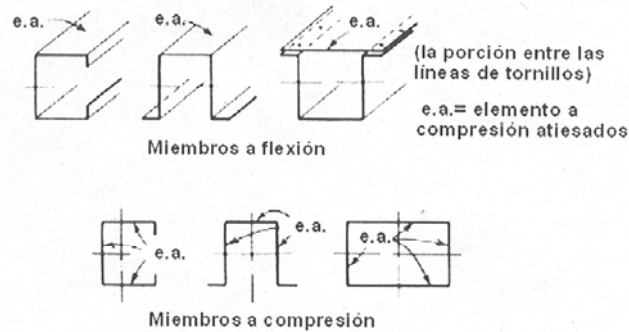


Fig. 3.2. Perfiles con elementos a compresión atiesados o parcialmente atiesados.

3. Ancho plano y espesor  $w$ .

El ancho plano, es la longitud recta de un elemento, sin tomar en cuenta los dobleces de la sección. Para un patín no atiesado el ancho será el segmento recto o la sección recta medida desde el final del segmento de la curva adyacente al alma, hasta el extremo libre (ver Fig. 3.3).

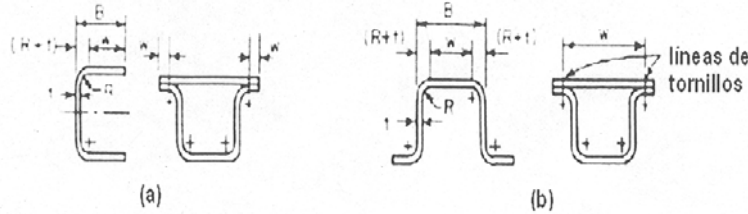


Fig. 3.3 Definición de ancho plano. (a) Elementos a compresión no atiesados. (b) Elementos a compresión atiesados.

4. Relación ancho plano  $w/t$ .

Es la relación de ancho  $w$  medido en el plano del elemento con respecto a su espesor  $t$ . Enseguida se presentan los valores máximos de  $w/t$  y  $h/t$  para patines y almas respectivamente dados en la sección B1.1 del AISI 1996.

a) Máximos Valores de la relación w/t en patines.

1. Elementos atiesados a compresión, teniendo una orilla longitudinal conectada a un alma o patín y la otra orilla atiesada por:

Labio atiesador  $(w/t)_{\max} = 60$

Cualquier otro tipo atiesador

i) Cuando  $I_s < I_a$   $(w/t)_{\max} = 60$

ii) Cuando  $I_s \geq I_a$   $(w/t)_{\max} = 90$

2. Elementos no atiesados a compresión  $(w/t)_{\max} = 60$

b) Máximos Valores de la relación h/t en almas.

La relación h/t de almas en miembros a flexión deberán cumplir con las siguientes condicionantes:

1. Para almas no reforzadas  $(h/t)_{\max} = 200$

2. Para almas con atiesadores transversales que cumplen con los requisitos de la sección B6.1 del AISI.

i) Cuando se usan únicamente atiesadores de carga.  $(h/t)_{\max} = 260$

ii) Para cuando se usan atiesadores de carga Intermedios.  $(h/t)_{\max} = 300$

En donde h es el peralte de la parte recta del alma, sin contar las curvas del dobléz y t es el espesor del alma. La relación h/t se deberá calcular para cada placa en caso de que el alma se componga de dos o más placas.

### 5. Momento de Inercia $I_s$ .

Momento de inercia del atiesador de borde con respecto a su propio eje centroidal paralelo al plano del elemento que se desea atiesar; la esquina redondeada entre el atiesador y el elemento a ser atiesado no se considera como parte del atiesador.

$$I_s = \frac{(d^3 t)}{12} \quad (3.1)$$

Donde:

d = Ancho plano del atiesador de borde.

t = Espesor del perfil.

### 6. Momento de Inercia $I_a$ .

Momento de inercia del atiesador de borde requerido para que el elemento a compresión se comporte como un elemento atiesado.

Donde  $I_a$  se determina de la siguiente forma:

a). Caso I: para  $w/t \leq S/3$

$$I_a = 0 \quad (\text{no requiere atiesador de borde})$$

$$b = w$$

$$d_s = d'_s \quad \text{Para un atiesador de labio}$$

$$A_s = A'_s \quad \text{Para atiesadores con otra geometría}$$

b). Caso II: para  $S/3 < w/t < S$ :

$$I_a/t^4 = 399 \left[ (w/t)/S - \sqrt{k_u/4} \right]^3 \quad (3.2)$$

$$n = 1/2$$

$$C_2 = I_s/I_a \leq 1 \quad (3.2a)$$

$$C_1 = 2 - C_2 \quad (3.2b)$$

b deberá ser calculada de acuerdo a la sección 3.2.1.1

$$k = C_2^n (k_a - k_u) + k_u \quad (3.3)$$

$$k_u = 0.43$$

Para labios atiesados simples con  $140^\circ \geq \theta \geq 40^\circ$  y  $D/w \leq 0.80$  donde  $\theta$  se ilustra en la Fig.3.4.

$$k_a = 5.25 - 5(D/w) \leq 4.0 \quad (3.4)$$

$$d_s = C_2 d'_s \quad (3.4a)$$

$$A_s = C_2 A'_s \quad (3.4b)$$

c). Caso III:  $w/t \geq S$ :

$$I_a/t^4 = [115(w/t)/S] + 5 \quad (3.5)$$

$$C_1, C_2, b, k, d_s, A_s, \text{ se calculan acorde el caso II con } n=1/3. \quad (3.6)$$

Donde:

$A_s$  = Area reducida del atiesador de borde a ser usada para calcular las propiedades efectivas de la sección.

$A'_s$  = Area efectiva del atiesador de borde; la esquina redondeada entre el atiesador y el elemento a ser atiesado no se consideran como parte del atiesador.

$$A'_s = d'_s t \quad (3.7)$$

$$S = 1.28(E/F_y)^{1/2}$$

$C_1$  = Coeficiente definido en la Fig.3.4.

$C_2$  = Coeficiente definido en la Fig.3.4.

$D$  = Peralte total del atiesador de borde.

$d$  = Ancho plano del atiesador de borde.

$d_s$  = Ancho efectivo reducido del atiesador de borde calculado acorde a esta sección se deberán usar para calcular las propiedades efectivas del elemento.

$d'_s$  = Ancho efectivo del atiesador calculado acorde esta sección.

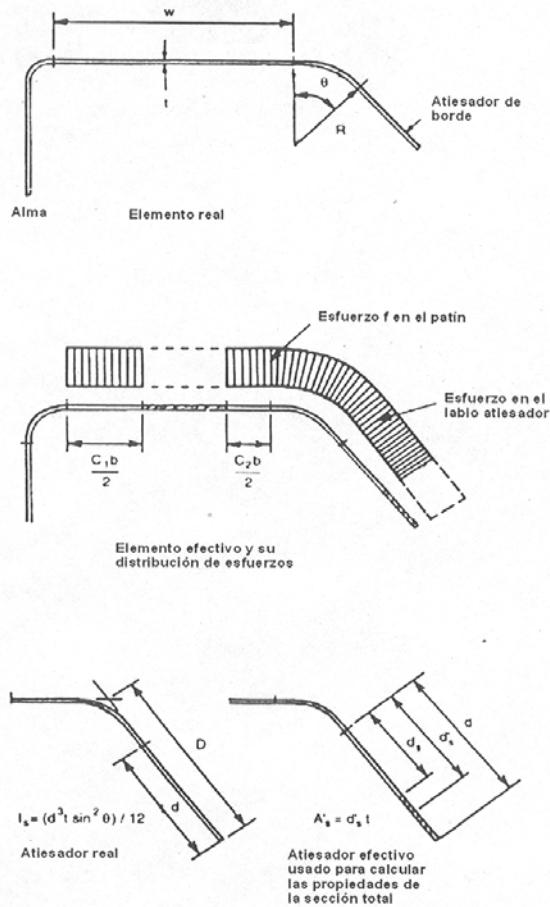


Fig.3.4 Elementos a compresión con atlesadores de borde.

### 7. Ancho efectivo de diseño b.

El ancho efectivo de un elemento es la parte del ancho que se reduce cuando la relación  $w/t$  excede de un cierto límite y es una variable que se utiliza para calcular propiedades de flexión y compresión en perfiles estructurales. En la Fig. 3.5 y 3.6 se pueden observar los anchos efectivos para varios perfiles. Las porciones sombreadas corresponden a las partes no efectivas de los elementos de cada perfil.

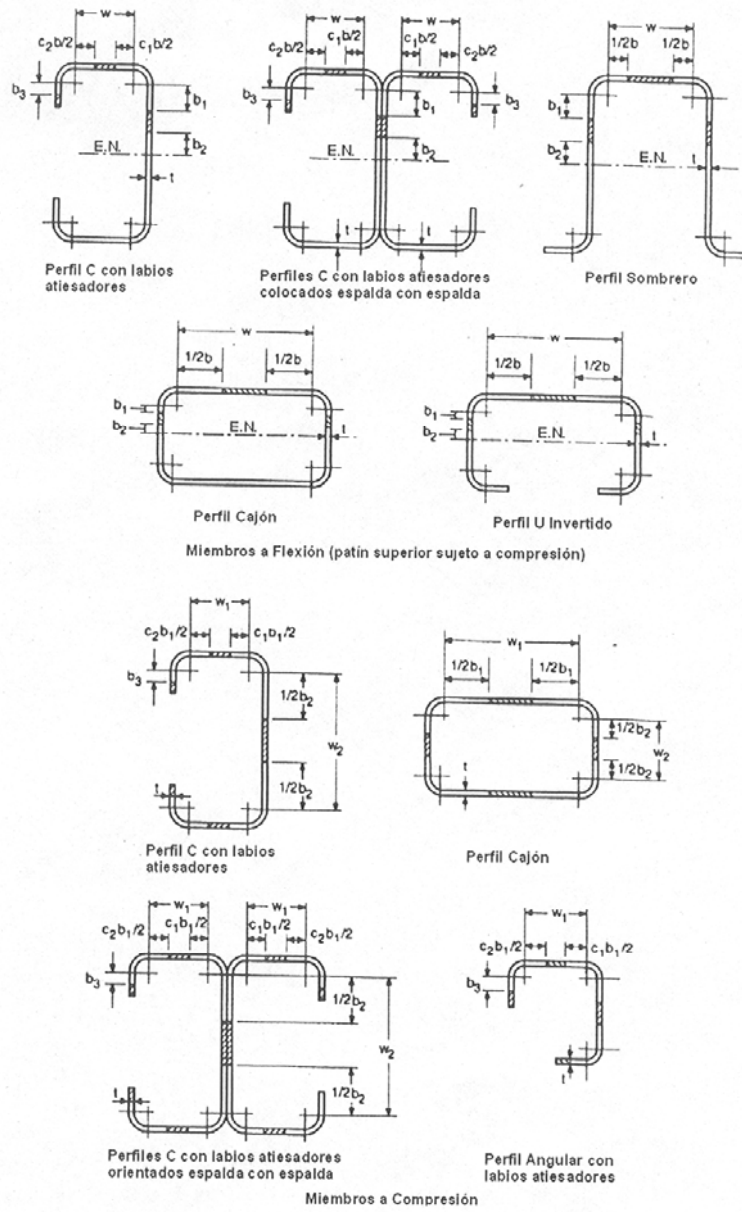


Fig. 3.5 Anchos efectivos de perfiles con elementos a compresión atiesados.

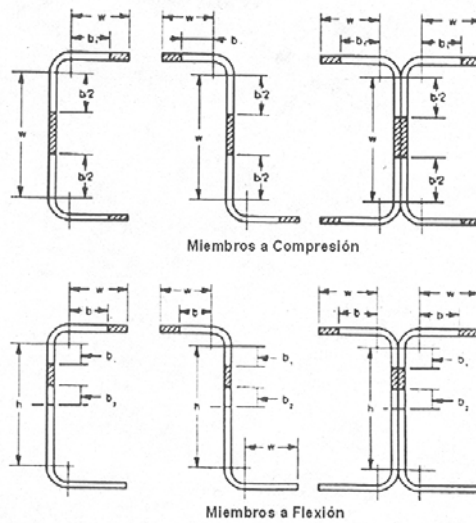


Fig. 3.6 Anchos efectivos de perfiles con elementos a compresión no atiesados.

#### 8. Espesor $t$ .

Esta característica del perfil se usa para el cálculo de propiedades del perfil y en diseño se considera solamente el espesor del acero sin contar recubrimientos (capas de pintura anticorrosiva o galvanizados). Para efectos de control, el AISI 1996 Sección A3.4 indica que el espesor real del perfil debe ser por lo menos el 95% del espesor de diseño, con excepción de los dobleces, en donde el laminado en frío puede reducir su dimensión, aunque por lo general esta reducción es del orden del 1 al 3% y en los cálculos para propiedades del perfil puede ser ignorado.

#### 9. Sección Simétrica con respecto a un punto:

Perfiles cuya geometría es simétrica con respecto a un punto que normalmente coinciden con el centroide de la sección.



10. Resistencia de Diseño.

Es la resistencia a carga axial, cortante o momento según sea el caso, para un perfil estructural y esta puede ser factorizada  $\phi R_n$  o permisible  $R_n/\Omega$ , dependiendo sí el método de diseño utilizado es LRFD o ASD, respectivamente.

11. Cargas Nominales.

Son las cargas sin factorizar obtenidas por medio de códigos locales oficiales (reglamentos de construcción).

12. Resistencia Nominal.

Es la capacidad que tiene un elemento o estructura para resistir los efectos de carga. Esta capacidad se obtiene por medio del cálculo de propiedades geométricas y mecánicas, a través de ecuaciones derivadas de la mecánica estructural o pruebas de campo y laboratorio. El AISI provee las ecuaciones para el cálculo de la resistencia nominal y son independientes al método de diseño que se desee usar (ASD, LRFD) e incluye los factores de resistencia  $\phi$  o permisibles  $\Omega$ , según el método que se utilice.

13. Resistencia Requerida.

Es el efecto resultante de carga (carga axial, momento, cortante) que se determina en el análisis estructural de un elemento o estructura, el cual se basa en cargas factorizadas o nominales, utilizando las combinaciones de carga más desfavorables que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir durante la vida útil del elemento estructural.

14. Esfuerzo de fluencia mínimo especificado.

Es el esfuerzo de fluencia mínimo que debe alcanzar el acero estructural al momento de aplicársele una prueba de carga y se toma como un requisito para aceptar un lote de acero estructural con el que se fabricarán perfiles laminados en frío.

15. Esfuerzo de fluencia.

Es el  $F_y$  o  $F_{sy}$  del acero, tal como lo indica el AISI 1996.

16. Esfuerzo.

Como lo describe el AISI, es la fuerza por unidad de área.

17. Carga de extremo en un patín (EUP).

Es la carga concentrada que actúa en uno de los extremos de la viga, a una distancia menor que  $1.5h$  de cualquiera de los apoyos de la viga. Donde  $h$  es longitud recta del peralte del perfil sin contar la longitud de los dobleces de la sección.

18. Carga interior en un patín (IUP).

Es la carga concentrada que actúa sobre un punto interior de la viga, a una distancia mayor o igual que  $1.5h$  de cualquiera de los apoyos de la viga.

19. Carga de extremo en dos patines (EDP).

Condición de carga en la que actúan dos cargas concentradas en sentido opuesto en el extremo de la viga, separadas una de otra una distancia menor de  $1.5h$ .

20. Carga interior en dos patines (IDP).

En esta condición de carga, actúan dos cargas concentradas de la misma manera que en la condición de carga EDP, sólo que en el interior de la viga.

21. Índice de confiabilidad  $\beta$ .

Este índice sirve para obtener un valor relativo de seguridad en el diseño. Por ejemplo, si se calcula un índice  $\beta$  para dos diseños, el valor mayor de  $\beta$  entre los dos corresponde al diseño más confiable.

## 22. Diseño por Esfuerzos Permisibles ASD ("Allowable Stress Design").

En ASD, las resistencias requeridas (momentos flexionantes, fuerzas axiales, fuerzas cortantes, etc.) de los elementos estructurales son calculadas por procedimientos aceptados del análisis estructural a partir de las combinaciones de carga aplicables del AISI 1996. Estas resistencias requeridas no deben exceder las resistencias permisibles de diseño prescritas por el AISI. La resistencia permisible de diseño se determina dividiendo la resistencia nominal entre un factor de seguridad, o sea:

$$R_a = \frac{R_n}{\Omega} \quad (3.8)$$

Donde:  $R_a$  = Resistencia Permissible de Diseño.

$R_n$  = Resistencia Nominal

$\Omega$  = Factor de Seguridad.

El objetivo del factor de seguridad es el de compensar por las incertidumbres inherentes en los valores de las propiedades mecánicas y geométricas de los elementos estructurales, en la precisión de los modelos teóricos y/o experimentales que describen la resistencia nominal, así como en la estimación de valores y distribución de las cargas aplicadas. Los valores de los factores de seguridad para las diversas resistencias requeridas se encuentran prescritos en las especificaciones de diseño. La experiencia dicta que el uso de dichos factores de seguridad resulta en diseños satisfactorios. Como se mencionó anteriormente, el ASD considera un solo factor de seguridad por resistencia requerida.

De acuerdo con la sección A5.1.1 del AISI 1996, un diseño satisface los requisitos de la especificación cuando el valor de la resistencia permisible,  $R_a$ , de cada componente estructural es mayor o igual a la resistencia requerida,  $R$ , determinada en base a las cargas nominales, para todas las combinaciones de carga aplicables, esto es,

$$R_a \geq R \quad (3.9)$$

- Cargas de Diseño

Las cargas nominales de diseño normalmente se especifican en los códigos de diseño vigentes en la localidad donde se realizará la construcción de la estructura. En la ausencia de dichos códigos, la Sección A4.1 del AISI 1996 estipula el uso de las cargas dadas por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles o ASCE (por sus siglas del inglés: "American Society of Civil Engineers") en el documento "Cargas Mínimas de Diseño para Edificios y Otras Estructuras". Los siguientes símbolos y definiciones describen las cargas reconocidas por el AISI 1996:

D = Carga muerta, que consiste en:

- (a) el peso propio del elemento.
- (b) el peso de todo el material de construcción incorporado al edificio, el cual es soportado por el elemento, incluyendo muros fijos.
- (c) el peso de equipo permanente.

E = Carga Sísmica.

F = Cargas debidas a fluidos con presiones y alturas máximas bien definidas.

L = Cargas vivas debidas al uso deseado del edificio, incluyendo las cargas debidas objetos movibles, muros movibles y las cargas temporales a las que estará sujeta la estructura durante su mantenimiento. L puede incluir cualquier reducción permitida por la especificación de diseño. Si la resistencia al impacto debe considerarse en el diseño, tal efecto deberá incluirse en la carga viva.

$L_r$  = Carga viva de azotea o cubierta.

S = Carga debido a acumulación de nieve.

$R_r$  = Carga debida a lluvia, excepto la debida al estancamiento de agua en cubiertas.

H = Cargas debidas al empuje lateral de tierra y del agua incluida en la tierra.

P = Cargas, fuerzas y efectos debidos al estancamiento de agua.

T = Fuerzas y efectos debidos a cambios volumétricos producidos por gradientes de temperatura, cambios de humedad, flujo plástico de elementos constitutivos, asentamientos diferenciales de cimentaciones, u combinaciones de éstas.

W = Cargas de viento.

- Combinaciones de Carga

En la ausencia de un código de diseño aplicable o si dicho código no incluye combinaciones de carga compatibles con ASD, la Sección A5.1.2 del AISI 1996 especifica que la estructura y sus componentes sean diseñados de tal manera que su resistencia permisible de diseño sea mayor o igual que el efecto de las cargas nominales para las siguientes combinaciones de carga:

1. D
2.  $D + L + (L_r \text{ o } S \text{ o } R_r)$
3.  $D + (W \text{ o } E)$
4.  $D + L + (L_r \text{ o } S \text{ o } R_r) + (W \text{ o } E)$

Nótese que el AISI permite solo la consideración de una de las cargas de techo,  $L_r$ ,  $S$  o  $R_r$ , la que sea más crítica, al combinarse con la carga gravitacional ( $D + L$ ). Así mismo, el AISI no permite la consideración simultánea de la carga sísmica  $E$  y de viento  $W$  en las combinaciones de carga estipuladas. Se recomienda para cargas de diseño por viento:  $0.75(D-W)$ .

Estas restricciones tienden a evitar diseños innecesariamente conservadores ocasionados por cargas cuyos efectos combinados tienen una probabilidad despreciable de ocurrir.

Cuando los códigos de diseño aplicables incluyen cargas sísmicas o de viento en sus combinaciones de carga estipuladas, la Sección A5.1.3 permite que las fuerzas resultantes sean multiplicadas por un factor de reducción de 0.75. Además, cuando el modelo de carga sísmica estipulado por el código de construcción vigente está basado en criterios de estados límites (ver punto 23 Art.3.1), la carga sísmica resultante  $E$  se podrá reducir por un factor de 0.67. La Sección A5.1.3 no permite la aplicación de estos factores de reducción cuando se evalúen diafragmas de acuerdo a lo estipulado en la Sección D5 de la especificación. El factor de reducción de 0.75 pretende tomar en cuenta la naturaleza altamente localizada y de corta duración que

tienen las cargas sísmicas y de viento sobre las estructuras, así como la poca probabilidad de que todos los valores máximos de las cargas consideradas en combinación con las cargas sísmicas y/o de viento ocurran al mismo tiempo. Por otro lado, la reducción de 0.67 al valor de E pretende hacer a dicho valor compatible con las combinaciones de carga del método LRFD.

La Sección A5.1.4 establece también la inclusión de las cargas F, H, P y T en las combinaciones de carga antes descritas, siempre y cuando sus efectos sean considerables y que tengan una probabilidad considerable de ocurrir simultáneamente con los otras cargas consideradas en dichas combinaciones. Se requiere considerar los efectos de estancamiento de agua en cubiertas o azoteas cuando las pendientes son muy bajas o nulas y/o cuando no se cuenta con un sistema de drenaje adecuado que permita el desalojo rápido del agua. La Sección K2 de las especificaciones del AISC 1989 y 1993 contienen procedimientos aceptables para el cálculo de dichos efectos, los cuales pueden ser usados para el diseño de perfiles laminados en frío.

Finalmente, el Comentario del AISI 1996 recomienda que cuando los decks de acero sean usados en construcción compuesta de entrepisos y azoteas, éstos decks sean diseñados para soportar la carga muerta del concreto, el peso propio del deck y la carga viva de construcción. La carga de construcción está basada en la carga secuencial del concreto tal como lo estipula en el Estándar 3-91 del ANSI/ASCE y en el Manual de Diseño del Instituto del Deck de Acero o SDI 1995 (por sus siglas del inglés: "Steel Deck Institute").

### 23. Diseño por Factor de Carga y Resistencia ("Load and Resistance Factor Design"):

El método LRFD está basado en el criterio de estados límites, de hecho, a éste método se le conoce también como método de diseño por estados límites o LSD (por sus siglas del inglés: "Limit States Design"). Un estado límite define la condición ante la cual un elemento o miembro estructural bajo carga se ve afectado a tal grado

que deja de ser seguro para los ocupantes de la estructura, o dicho elemento deja de desarrollar la función para la cual fue diseñado. Estados límites típicos en perfiles laminados en frío incluyen el alcanzar la resistencia por fluencia, por pandeo, por postpandeo, desarrollar deformaciones o vibraciones excesivas, etc. Estos estados límites han sido establecidos por experiencia en la práctica profesional o en experimentos de laboratorio y han sido extensamente investigados y documentados en la literatura especializada.

El método LRFD establece dos tipos de estados límites:

1. Estados Límites de Resistencia: Define el alcance de la resistencia de un elemento estructural bajo cargas extremas.
2. Estados Límites de Servicio: Define el alcance del límite de la habilidad de un elemento estructural a desarrollar la función para la cual fue diseñado.

El concepto del estado límite no es de uso exclusivo de LRFD. En ASD, la ecuación fundamental de diseño dada por la Ec. (3.9) define un estado límite de resistencia (permisible). En el caso de los estados límites de servicio, la Sección A8 del AISI 1996, no establece diferencias entre los métodos ASD y LRFD.

A diferencia del método ASD, el método LRFD emplea diversos factores de carga y de resistencia que logran un refinamiento en el diseño al tomar en cuenta los diversos grados de incertidumbre y variabilidad en las propiedades de los materiales, en la estimación de cargas y en los procedimientos de análisis. La ecuación fundamental del método LRFD que define el estado límite de resistencia y que satisface los requisitos de seguridad estructural de las especificaciones del AISI 1996 es la siguiente:

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i \quad (3.10)$$

Donde  $R_n$  = Resistencia nominal

$Q_i$  = Efectos de carga

$\phi$  = Factor de resistencia correspondiente a  $R_n$

$\gamma_i$  = Factor de carga correspondiente a  $Q_i$

$\phi R_n$  = Resistencia de diseño

$\sum \gamma_i Q_i$  = Resistencia requerida para las cargas factorizadas

La resistencia nominal  $R_n$  es la resistencia de un elemento o miembro para un estado límite dado, calculada a partir de las propiedades nominales de la sección y para valores mínimos de las propiedades del material, de acuerdo al modelo analítico que define a la resistencia. El factor de resistencia  $\phi$  toma en cuenta la incertidumbre y variabilidad inherente en  $R_n$  y es usualmente menor que la unidad. Los efectos de carga  $Q_i$  son los elementos mecánicos en la sección transversal (momentos flexionantes, fuerzas axiales y cortantes) determinados a partir de las cargas nominales mediante procedimientos conocidos del análisis estructural y  $\gamma_i$  son los factores de carga correspondientes que toman en cuenta la incertidumbre y variabilidad inherente en la estimación de las cargas y/o sus efectos.

Es evidente que el método LRFD representa un avance notable sobre el ASD, ya que permite tomar en cuenta en diseño los diversos grados de incertidumbre y variabilidad en la estimación de resistencias y cargas. El método LRFD permite el reconocimiento explícito en las ecuaciones de diseño del grado de incertidumbre y variabilidad en las cargas al prescribir factores de carga diferentes para cargas muertas, vivas, sísmicas y de viento. Inclusive prescribe valores distintos para los factores de cargas, dependiendo de la combinación de carga considerada, permitiendo establecer un modelo de carga más realista. Así mismo, el método LRFD puede considerar el grado de predicción de los diversos modelos analíticos usados para calcular la resistencia, al prescribir factores de resistencia menores a los modelos que muestran mayor grado de dispersión en sus pronósticos de resistencia que a los modelos que exhiben predicciones más consistentes. Otro avance



importante del método LRFD sobre el ASD es la incorporación de modelos probabilísticos que permiten obtener una confiabilidad más consistente en diseño. Por consiguiente, LRFD provee una base más racional y refinada para el diseño que la que puede proveer el ASD.

### **3.2 Conceptos Fundamentales.**

#### **3.2.1 Resistencia a Flexión.**

Los miembros sujetos a flexión y cortantes son usados para soportar cargas transversales o momentos aplicados. Los usos más típicos en estructuras metálicas, son en sistemas de piso, en sistemas de cubierta ligeras, en sistemas de muros entre otros. El sistema de piso generalmente son llamados vigas. En el caso de los sistemas de cubierta ligera y muros se les conocen por el nombre de polines.

Al diseñar vigas o polines, se debe considerar la capacidad de resistir momentos y la rigidez del elemento calculada a partir de las propiedades efectivas de la sección. Para el diseño de elementos a flexión, no se deben de exceder los estados límites de falla, brindándole suficiente resistencia por flexión y al mismo tiempo se deben de cuidar los estados límites de servicio.

El diseño de elementos a flexión presenta 2 procedimientos de diseño para el cálculo de la resistencia a flexión. El procedimiento 1 se rige por el "inicio de fluencia" y el Procedimiento 2 se rige en la "capacidad inelástica de reserva". En este trabajo no se considera el procedimiento 2, ya que las limitaciones establecidas por el AISI para su uso no son generalmente cumplidas por los perfiles "Z" de fabricación nacional.

### 3.2.1.1 Inicio de Fluencia.

En este procedimiento el momento nominal,  $M_n$ , de la sección es igual al momento de fluencia efectivo,  $M_y$ , obtenido en base de las áreas efectivas de los patines y almas en las vigas.

El momento de fluencia  $M_y$  es el valor del momento que ocasiona que el esfuerzo en la fibra extrema (de tensión, de compresión o de ambas) alcance el esfuerzo de fluencia del acero.

Tomando en cuenta estas consideraciones, la resistencia nominal para el inicio de fluencia se calcula mediante la siguiente expresión:

$$M_n = M_y = S_e F_y \quad (3.11)$$

Donde:  $F_y$  = Esfuerzo de fluencia de diseño.

$S_e$  = Módulo de sección elástico de la sección efectiva con la fibra de compresión o de tensión bajo fluencia ( $F_y$ ).

El modulo elástico  $S_e$  es calculado normalmente mediante uno de los dos procedimientos siguientes:

1. Si el eje neutro se encuentra más próximo al patín de tensión, el esfuerzo máximo se presenta en el patín de compresión, y por consiguiente la relación de esbeltez del patín  $\lambda$  y el ancho efectivo,  $b$ , del patín de compresión se determinarán a partir de la relación  $w/t$  y  $f = F_y$  y las Ecs. (3.12) y (3.13), respectivamente. Este mismo procedimiento aplica para las vigas cuyo eje neutro se encuentra localizado al centro del perfil.

El ancho efectivo de diseño  $b$  se determina basándose en las siguientes expresiones:

$$b = w \quad \text{cuando } \lambda \leq 0.673$$

$$b = \rho w \quad \text{cuando } \lambda > 0.673$$

$$\rho = (1 - 0.22/\lambda) / \lambda \leq 1.0 \quad (3.12)$$

$$\lambda = (1.052/\sqrt{k}) (w/t) \sqrt{f/E} \quad (3.13)$$

Donde:

t = Espesor del elemento sujeto a compresión uniforme.

f = Esfuerzo en el acero que se obtiene de la siguiente manera:

E = Modulo de elasticidad.

k = Coeficiente de pandeo de la placa.

Para los valores de k se establecen en la tabla 3.1.

2. Si el eje neutro se encuentra más próximo al patín de compresión, el esfuerzo máximo se presenta en el patín de tensión. El valor del esfuerzo en el patín de compresión dependerá de la ubicación del eje neutro, la cual se calcula considerando el área efectiva de la sección y se obtiene si se conoce primero el esfuerzo en el patín de compresión, lo cual nos arroja el cálculo de las propiedades de la sección mediante aproximaciones sucesivas.

### 3.2.1.2 Especificaciones Aplicables del AISI 1996 y 1999, para Calcular la Resistencia a Flexión.

El momento de flexión de diseño se obtiene a partir de la resistencia nominal por flexión y un factor de seguridad o de resistencia, dependiendo del método de diseño en consideración. Las expresiones siguientes representan las ecuaciones generales de diseño por flexión para ASD y LRFD:

1. Método ASD: 
$$M_a = (M_n / \Omega_b) \geq \sum M_i \quad (3.14)$$

2. Método LRFD: 
$$\phi_b M_n \geq \sum \gamma_i M_i \quad (3.15)$$

- Donde:  $M_a$  = Momento flexionante permisible.  
 $\Omega_b$  = Factor de seguridad para flexión.  
 $\sum M_i$  = Combinación aplicable debido a cargas de servicio.  
 $\phi_b$  = Factor de resistencia por flexión.  
 $\gamma_i$  = Factor de carga correspondiente al momento  $M_i$ .  
 $\gamma_i M_i$  = Combinación aplicable de momentos factorizados.  
 $M_n$  = Resistencia nominal a flexión.

La sección C3.1.1 del AISI 1996 establece los siguientes valores del factor de seguridad y de resistencia, los cuales deberán de ser aplicados a  $M_n$  por inicio de fluencia para obtener los momentos de diseño.

1. Para secciones con patines de compresión atiesados o parcialmente atiesados:

$$\Omega_b = 1.67 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi_b = 0.95 \quad (\text{LRFD})$$

2. Para secciones con patines de compresión no atiesados:

$$\Omega_b = 1.67 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi_b = 0.90 \quad (\text{LRFD})$$

### 3.2.2 Resistencia al Pandeo Lateral.

Este estado límite se presenta comúnmente al ocurrir inestabilidad en el patín de compresión de la viga. Como el patín es estable en el plano perpendicular del alma, debido al arriostramiento que le provee la misma, el patín tiende a pandearse lateralmente en el plano perpendicular al alma. Cuando se presenta el pandeo lateral en el patín, toda la viga sigue el mismo efecto, presentando pandeo lateral de la viga. Al mismo tiempo, la deformación lateral de la viga genera componentes del momento flexionante sobre el eje longitudinal de la viga (momentos torsionantes) que provocan que la sección gire dando como resultado el pandeo latero-torsional.

Por otro lado la gran esbeltez de los perfiles laminados en frío los hace propensos al pandeo local. El pandeo local de alguno de los elementos del perfil sujetos a compresión puede impedir que las fibras extremas de compresión y/o tensión del perfil alcancen la fluencia; este efecto también puede presentarse antes o durante el pandeo latero-torsional.

#### 3.2.2.1 Secciones con Simetría con Respecto a un Punto.

Las secciones simétricas con respecto a un punto, como las secciones Z con patines iguales, presenta mayor resistencia al pandeo que las secciones con simetría doble y sencilla. La ecuación siguiente se usa para determina el momento crítico elástico de secciones Z con simetría con respecto aun punto y flexionadas con respecto al eje centroidal perpendicular al alma:

$$(M_{cr})_e = \frac{C_b r_o A \sqrt{\sigma_{ey} \sigma_t}}{2} \quad (3.16)$$

Expresando la Ec. (3.16) en términos de esfuerzos se obtiene:

$$F_e = \frac{C_b r_o A \sqrt{\sigma_{ey} \sigma_t}}{2S_f} \quad (3.17)$$

En lugar de las Ecs.(3.16) y (3.17), las siguientes ecuaciones simplificadas pueden ser usadas para calcular el momento y esfuerzo crítico elástico de secciones Z:

$$(M_{cr})_e = \frac{C_b \pi^2 E d I_{yc}}{2L} \quad (3.18)$$

$$F_e = \frac{C_b \pi^2 E d I_{yc}}{2S_f L} \quad (3.19)$$

- Donde: A = Área de la sección completa.  
 $S_f$  = Módulo de sección elástico de la sección completa, no reducida con respecto a la fibra extrema a compresión.  
E = Módulo de elasticidad ( $2.073 \times 10^3$ ).  
 $I_{yc}$  = Momento de inercia de la porción a compresión.  
d = Peralte del perfil.  
L = Longitud del elemento.  
 $C_b$  = Coeficiente de Momento.

$$\sigma_{ey} = \frac{(\pi^2 E)}{(K_y L_y / r_y)^2} \quad (3.20)$$

$$\sigma_t = \frac{1}{A r_o^2} \left[ GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_t L_t)^2} \right] \quad (3.21)$$

$K_y, K_t$  = Factores de longitud efectiva para flexión con respecto al eje y y para torsión.

$L_y, L_t$  = Longitud entre apoyos laterales para flexión con respecto al eje y y para torsión.

$$r_o = (r_x^2 + r_y^2 + X_o^2)^{1/2}$$

$r_x, r_y$  = Radios de giro de la sección con respecto a los ejes principales.

$X_o$  = Distancia en x del centro de cortante al centroide, tomado como negativo.

$C_w$  = Constante de alabeo.

$G$  = Módulo de cortante =  $E/2(1+\mu)$

$J$  = Constante de torsión de St. Venant. de la sección.

Donde: 
$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{(2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C)} \quad (3.22)$$

$M_{max}$  = Valor absoluto del máximo momento en el segmento entre apoyos laterales.

$M_A$  = Valor absoluto del momento a un cuarto del claro del segmento entre apoyos laterales.

$M_B$  = Valor absoluto del momento al centro del segmento entre apoyos laterales.

$M_C$  = Valor absoluto del momento a tres cuartos del claro del segmento entre apoyos laterales.

$C_b$  puede tomarse conservadoramente como igual a uno para todos los casos.  $C_b$  deberá ser tomado como igual a uno para segmentos en voladizo cuando el extremo libre no tiene apoyo lateral y para miembros sujetos a combinación de carga axial y flexión.

### 3.2.2.2 Criterios de Diseño del AISI 1996 para Establecer la Resistencia por Pandeo Lateral.

La sección C3.1.2.1 del Suplemento 1999 del AISI 1996 contiene los procedimientos de diseño para obtener el momento nominal  $M_n$  a ser usado en las ecuaciones generales de diseño para vigas sujetas a pandeo lateral.

Estas especificaciones aplican a secciones I, C y Z y otras secciones con simetría simple (excepto decks con múltiples almas, secciones U y cajón, así como secciones curvas y de arco). Estas especificaciones no aplican a secciones con patines de compresión sin apoyo lateral u otras secciones con estabilidad lateral. Tampoco consideran efectos torsionantes como los que resultan de cargas cuya resultante no pasa por el centro de cortante de la sección. Para secciones C y Z con el patín de tensión unido a lámina, consultar la sección C3.1.3 del AISI 1996.

### 3.2.2.3 Especificaciones del AISI 1996 y 1999 de la Resistencia al Pandeo Latero-Torsional para Secciones Abiertas.

La resistencia nominal,  $M_n$ , para los segmentos entre apoyos laterales para secciones con simetría doble, simple y con respecto a un punto, sujetas a pandeo lateral deberá calcularse con la siguiente expresión:

$$M_n = S_c F_c \quad (3.23)$$

$$\Omega_b = 1.67 \text{ (ASD)}$$

$$\phi_b = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

Donde:  $S_c$  = Módulo de sección elástico para la sección efectiva calculada para un esfuerzo  $f = F_c$  en la fibra extrema a compresión.

$F_c$  = Esfuerzo crítico elástico o inelástico de pandeo latero-torsional calculado de la siguiente manera:



$$\text{Para } F_e \geq 2.78F_y: \quad F_c = F_y \quad (3.24)$$

$$\text{Para } 2.78F_y > F_e > 0.56F_y: \quad F_c = \frac{10}{9}F_y \left(1 - \frac{10F_y}{36F_e}\right) \quad (3.25)$$

$$\text{Para } F_e \leq 0.56F_y: \quad F_c = F_e \quad (3.26)$$

Como se muestra en la Fig. 3.7, si  $F_e$  excede la relación  $2.78F_y$  correspondiente a  $F_c=F_y$  el esfuerzo crítico será gobernado por pandeo inelástico. Si la relación  $0.56F_y$  es mayor que  $F_e$ , el esfuerzo crítico será gobernado por pandeo elástico. La curva de pandeo inelástico puede ser representada por la siguiente ecuación parabólica:

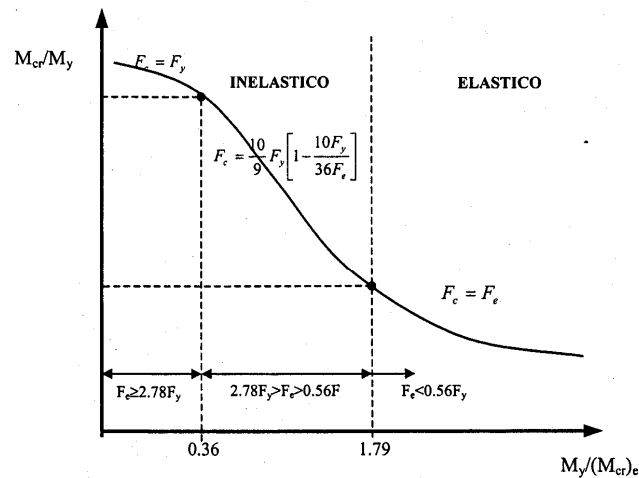


Fig.3.7 Comportamiento de Vigas Z sujetas a pandeo latero-torsional en función del esfuerzo  $F_e$ .

Donde:  $F_e$  = Esfuerzo crítico elástico o inelástico de pandeo latero-torsional calculado de acuerdo a los casos (a) o (b) de la siguiente manera:

Caso (a) Secciones con simetría doble, simple y con respecto a un punto:

Para flexión con respecto al eje de simetría:

$$F_e = \frac{C_b r_o A}{S_f} \sqrt{\sigma_{ey} \sigma_t} \quad (3.27)$$

Donde:  $S_f$  = Módulo de sección elástico de la sección completa, no reducida con respecto a la fibra extrema a compresión.

El eje x de las secciones Z es el eje perpendicular al alma. De manera alternativa,  $F_e$  puede ser calculada usando las ecuaciones para secciones con simetría doble y con respecto a un punto dadas en el caso (b).

Caso (b) Secciones Z flexionadas con respecto al eje centroidal perpendicular al alma (eje x):

$$F_e = \frac{\pi^2 EC_b dI_{yc}}{2S_f L^2} \quad (3.28)$$

Donde:  $I_{yc}$  = momento de inercia de la porción a compresión.

d = peralte del perfil.

L = Longitud del elemento.

$S_f$  = Módulo de sección elástico de la sección completa, no reducida con respecto a la fibra extrema a compresión.

E = Módulo de elasticidad ( $2.073 \times 10^3$ ).

Los demás términos se definieron con anterioridad.



### 3.2.3 Resistencia a Cortante.

#### 3.2.3.1 Esfuerzo Cortante.

En el diseño de vigas, el esfuerzo cortante en la sección de la viga puede calcularse con la siguiente ecuación:

$$f_v = \frac{VQ}{It} \quad (3.29)$$

Donde:  $f_v$  = Esfuerzo cortante.

$V$  = Fuerza cortante externa total en la sección.

$Q$  = Momento estático del área entre la fibra extrema y la ubicación particular donde se desea calcular el cortante, tomado con respecto al eje neutro.

$I$  = Momento de inercia de la sección total con respecto al eje neutro.

$t$  = Espesor de la sección donde se desea calcular el cortante.

La ecuación anterior proporciona valores exactos en cualquier ubicación, pero se ha comúnmente usado en el cálculo de esfuerzos cortante para diseño la ecuación siguiente:

$$f_v = \frac{V}{ht_w} \quad (3.30)$$

Donde:  $h$  = Peralte de la porción plana del alma medida en el plano del alma.

$t_w$  = Espesor de la sección donde se desea calcular el cortante.

### 3.2.3.2 Resistencia Nominal por Cortante del alma sin agujeros.

Si un alma esta sujeta a esfuerzo cortante y su relación  $h/t$  es relativamente pequeña, entonces, la resistencia de la viga estará gobernada por fluencia, con un esfuerzo máximo aproximado de  $0.60 F_y$  en el eje neutro. Por lo tanto, el esfuerzo nominal cortante,  $\tau_n$ , para tales almas es:

$$\tau_n = \frac{F_y}{\sqrt{3}} \approx 0.60 F_y \quad (3.31)$$

La resistencia nominal a cortante por fluencia,  $V_n$ , se obtiene multiplicando al esfuerzo nominal cortante dado por la Ec (3.31) por el área del alma  $ht$ , esto es,

$$V_n = 0.60 F_y ht \quad (3.32)$$

Para almas con relación  $h/t$  grandes, la resistencia a cortante del alma estará gobernada por pandeo por cortante. El esfuerzo crítico de pandeo elástico por cortante esta dado por:

$$\tau_{cr} = \frac{k_v \pi^2 E}{12(1 - \mu^2)(h/t)^2} \quad (3.33)$$

Donde:  $k_v$  = Coeficiente de pandeo por cortante.

$E$  = Módulo de elasticidad del acero.

$\mu$  = Relación de poisson,  $\mu = 0.30$ .

$h$  = Peralte del alma.

$t$  = Espesor del alma.

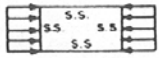
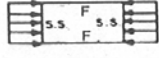
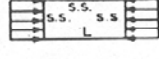
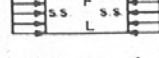
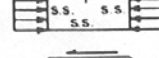
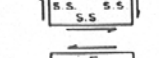
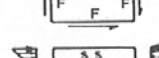
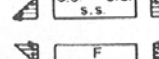
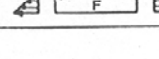
En la Ec. (3.33) el valor de  $k_v$  depende de las condiciones de apoyo y de las relaciones de aspecto  $a/h$  (ver Fig. 3.8). Para valores de  $k_v$  ver tabla 3.1. Sustituyendo el valor de  $\mu=0.30$  en la Ec.(3.23) se obtiene:

$$\tau_{cr} = \frac{0.905k_v E}{(h/t)^2} \quad (3.34)$$

Por lo tanto, la resistencia nominal a cortante para pandeo elástico se puede tomar como,

$$V_n = \frac{0.905k_v E}{(h/t)^2} ht = \frac{0.905k_v Et^3}{h} \quad (3.35)$$

Tabla 3.1 valores de k para determinar el esfuerzo crítico de pandeo.

| Caso | Condición de Frontera   | Tipo de Esfuerzo | Valor de k para placa larga |
|------|---|------------------|-----------------------------|
| (a)  |    | Compresión       | 4.0                         |
| (b)  |    | Compresión       | 6.97                        |
| (c)  |   | Compresión       | 0.425                       |
| (d)  |  | Compresión       | 1.277                       |
| (e)  |  | Compresión       | 5.42                        |
| (f)  |  | Cortante         | 5.34                        |
| (g)  |  | Cortante         | 8.98                        |
| (h)  |  | Flexión          | 23.9                        |
| (i)  |  | Flexión          | 41.8                        |

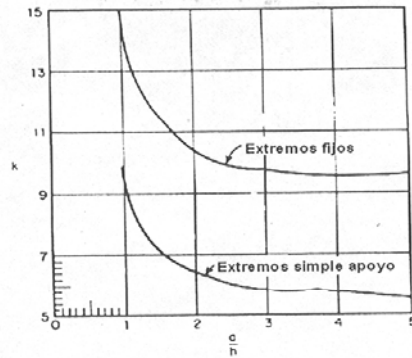


Fig.3.8 Variación del coeficiente de pandeo por cortante con respecto a la relación de aspecto a/h.

Para almas con relaciones h/t típicas, los valores calculados del  $\tau_{cr}$ , son reducidos para reflejar el cambio en el modulo de elasticidad, proponiéndose la siguiente formula:

$$\tau_{cr} = \sqrt{\tau_{pr} \tau_{cri}} \quad (3.36)$$

Donde:  $\tau_{pr}$  = Límite de proporcionalidad por cortante =  $0.80\tau_y = 0.80F_y/\sqrt{3}$ .

$\tau_{cri}$  = Esfuerzo crítico de pandeo por cortante dado por la Ec.(3.33)

Substituyendo los valores  $\tau_{pr}$  y  $\tau_{cri}$  en la Ec.(3.35) se obtiene la ecuación siguiente que representa el esfuerzo de cortante por pandeo en el rango inelástico:

$$\tau_{cr} = \frac{0.64\sqrt{k_v F_y E}}{h/t} \quad (3.37)$$

Por lo tanto, la resistencia nominal a cortante para pandeo inelástico es:

$$V_n = \frac{0.64\sqrt{k_v F_y E}}{h/t} (ht) = 0.64t^2 \sqrt{k_v F_y E} \quad (3.38)$$

### 3.2.3.3 Especificaciones del AISI 1996 y 1999 para determinar la Resistencia a Cortante.

De acuerdo con la sección C3.2.1 del AISI 1996, el cortante de diseño se obtiene a partir de la resistencia nominal por cortante y factor de seguridad o de resistencia por cortante, según el método de diseño usado, ASD o LRFD. Las expresiones siguientes representan las ecuaciones generales para ambos métodos.

1. Método ASD: 
$$V_a = \frac{V_n}{\Omega_v} \geq \sum V_i$$

2. Método LRFD: 
$$\phi_v V_n \leq \sum \gamma_i V_i$$

Donde:  $V_a$  = Resistencia permisible a cortante.

$\Omega_v$  = Factor de seguridad para cortante.

$\sum V_i$  = Combinación aplicable de cortantes debido a cargas de servicio.

$\phi_v$  = Factor de resistencia por cortante.

$\gamma_i$  = Factor de carga correspondiente al cortante  $V_i$ .

$\sum \gamma_i V_i$  = Combinación aplicable de cortante factorizada.

$V_n$  = Resistencia nominal de cortante determinada a partir de las consideraciones de diseño siguientes.

(a) Para  $h/t \leq 0.96\sqrt{EK_v/F_y}$

$$V_n = 0.60F_y h t \quad (3.39)$$

$\Omega_v = 1.50$  (ASD)

$\phi_v = 1.0$  (LRFD)

(b) Para  $0.96\sqrt{EK_v/F_y} \leq h/t \leq 1.415\sqrt{EK_v/F_y}$

$$V_n = 0.64t^2\sqrt{EK_vF_y} \quad (3.40)$$

$$\Omega_u = 1.67 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi_v = 0.90 \quad (\text{LRFD})$$

(c) Para  $h/t \geq 1.415\sqrt{EK_v/F_y}$

$$V_n = \frac{\pi^2 Ek_v t^3}{12(1-\mu^2)h} = 0.905Ek_v t^3 / h \quad (3.41)$$

$$\Omega_u = 1.67 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi_v = 0.90 \quad (\text{LRFD})$$

Donde:  $V_n$  = Resistencia nominal a cortante.

$E$  = Módulo de elasticidad del acero.

$F_y$  = Esfuerzo de fluencia del alma de la viga.

$h$  = Peralte del alma.

$t$  = Espesor del alma.

$k_v$  = Coeficiente de pandeo determinado de la siguiente manera:

1. Para vigas no reforzadas  $k_v = 5.34$

2. Para vigas con atiesadores de carga (no aplica para este caso).

Cuando las vigas tengan dos o más almas, cada alma se deberá considerar como un elemento por separado, soportando su proporción correspondiente del cortante total.



### 3.2.4 Resistencia por Combinación de Cortante y Flexión.

Cuando en los apoyos interiores de vigas continuas, coinciden esfuerzos elevados de cortante y flexión, las almas pueden pandearse a esfuerzos menores que cuando el alma esta únicamente sujeta a flexión o cortante. Tales almas deben ser protegidas contra la falla debido a la combinación de cortante y flexión.

En la Fig. 3.9 se observa la interacción entre  $f_b/f_{cr}$  y  $\tau/\tau_{cr}$ , donde  $f_b$  es el esfuerzo actuante a flexión,  $f_{cr}$  es el esfuerzo crítico de pandeo para la flexión pura,  $\tau$  es el esfuerzo actuante a cortante,  $\tau_{cr}$  es el esfuerzo crítico de pandeo para cortante puro. De la Fig. 3.9 la Ec. (3.32) se aproxima entre  $f_b/f_{cr}$  y  $\tau/\tau_{cr}$  para rangos de  $a/h$  de 0.50 a 1.0.

$$\left(\frac{f_b}{f_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 = 1 \quad (3.42)$$

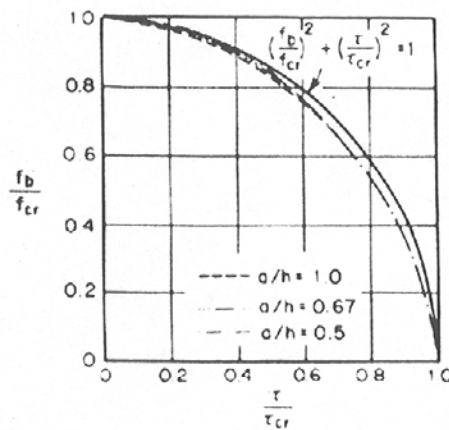


Fig. 3.9 Relación de interacción entre  $f_b/f_{cr}$  y  $\tau/\tau_{cr}$

### 3.2.4.1 Especificaciones del AISI 1996 y 1999 para Calcular la Resistencia por Flexión y Cortante Combinados.

Las ecuaciones de diseño de AISI tienen distintas presentaciones, dependiendo del método de diseño a usar. Enseguida se exponen las especificaciones para los métodos ASD y LRFD.

#### 3.2.4.1a Método ASD.

Para vigas con almas sin atiesadores, la resistencia a flexión requerida,  $M$ , y la resistencia a cortante requerida,  $V$ , deberán cumplir con la ecuación de interacción siguiente:

$$\left(\frac{\Omega_b M}{M_{nxo}}\right)^2 + \left(\frac{\Omega_v V}{V_n}\right)^2 \leq 1.0 \quad (3.43)$$

Donde:  $\Omega_b$  = Factor de seguridad por flexión (Ver Art.3.2.1.1).

$\Omega_v$  = Factor de seguridad por cortante (Ver Art.3.2.3.2).

$M_n$  = Resistencia nominal a flexión para flexión pura.

$M_{nxo}$  = Resistencia nominal a flexión por inicio de fluencia con respecto al eje centroidal x.

$V_n$  = Resistencia nominal a cortante.

#### 3.2.4.1b Método LRFD.

Para vigas con almas sin atiesadores, la resistencia requerida a flexión,  $M_u$  y la resistencia requerida a cortante,  $V_u$  deberán cumplir con la ecuación de interacción siguiente:

$$\left(\frac{M_u}{\phi_b M_{nxo}}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi_v V_n}\right)^2 \leq 1.0 \quad (3.44)$$

Donde:  $\phi_b$  = Factor de resistencia por flexión.

$\phi_v$  = Factor de resistencia por cortante.

### 3.2.5 Resistencia Nominal al Aplastamiento del Alma.

Uno de los principales factores que se deben tomar en cuenta para el diseño de perfiles laminados en frío, es el del aplastamiento en el alma. El aplastamiento ocurre a causa de grandes cargas concentradas o reacciones que actúan localmente en un punto de la viga. Este tipo de fallas causadas por reacciones en apoyos, puede ser evitado mediante el uso de placas o angulares de conexión, los cuales se fijan a la viga principal, para de esta manera reforzar el alma de la viga. También se puede evitar el aplastamiento mediante el empalme de vigas de sección "Z" sobre los apoyos, ya que en este punto trabajan dos almas para la misma reacción. La Fig.3.10 ilustra los tipos de fallas que causa este fenómeno, sobre almas sencillas no restringidas y almas dobles restringidas.

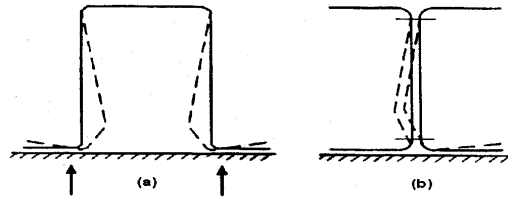


Fig.3.10 Aplastamiento de almas en vigas.

#### 3.2.5.1 Resistencia Nominal al Aplastamiento de Almas sin Agujeros.

La carga crítica de pandeo para placas rectangulares aisladas bajo la acción local de cargas distribuidas puede ser calculada por la siguiente expresión:

$$P_{cr} = \frac{k\pi^2 Et^3}{12(1-\mu^2)h} \quad (3.45)$$

Donde:  $k$  = Coeficiente de pandeo, el cual depende de las relaciones  $N/h$  y  $a/h$  como se puede ver en la Fig.3.11 y 3.12, respectivamente.

$\mu$  = Relación de poisson.

$E$  = Módulo de elasticidad.

$t$  = Espesor del alma.

$h$  = Peralte de la porción plana del alma medida en el plano del alma.

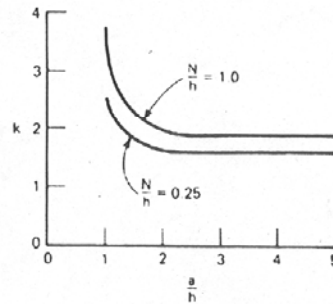
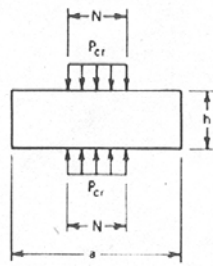


Fig.3.11 Coeficiente de pandeo  $k$  para una placa simplemente apoyada sujeta a dos cargas opuestas distribuidas locales.

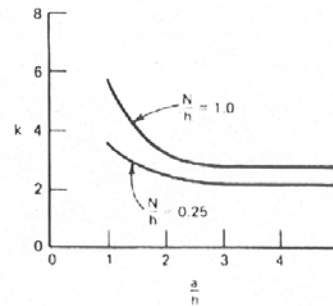
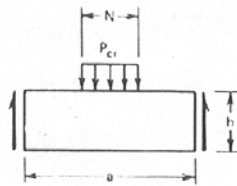


Fig.3.12 Coeficiente de pandeo  $k$  para una placa simplemente apoyada sujeta a una carga distribuida local.

Los factores que dificultan en el análisis teórico de aplastamiento del alma son los siguientes:

- 1) Presenta una distribución de esfuerzos no uniforme bajo carga y en los elementos adyacentes al alma.
- 2) Estabilidad elástica e inelástica del alma.
- 3) Presenta fluencia local en la zona de la aplicación de la carga.
- 4) Flexión debida a carga o reacción excéntrica, aplicada sobre el patín de carga.
- 5) Las deformaciones iniciales se presentan fuera del plano de los elementos de las placas individuales de la viga.
- 6) Hay algunas restricciones de bordes provistas por los patines de la viga y la interacción estos y en el alma.
- 7) Almas inclinadas para decks y paneles.

Debido a estas restricciones, las especificaciones están basadas en investigaciones experimentales. En estas investigaciones se definieron las siguientes condiciones de carga para vigas con almas sencillas no reforzadas y vigas I:

- 1) Carga de extremo en un patín (EUP).
- 2) Carga interior en un patín (IUP).
- 3) Carga de extremo en dos patines (EDP).
- 4) Carga interior en dos patines (IDP).

Para poder identificar y diferenciar entre los cuatro tipos de carga consultar la Fig.3.13.

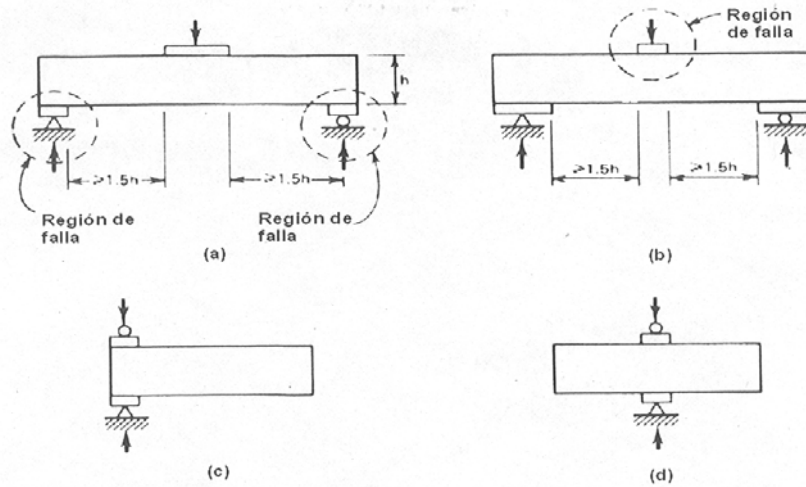


Fig.3.13 Condiciones de carga para pruebas de aplastamiento del alma. (a) Condiciones EUP; (b) Condiciones IUP; (c) Condiciones EDP; (d) Condiciones IDP.

### 3.2.5.1 Especificaciones Aplicables del AISI 1996 y 1999 para Calcular la Resistencia al Aplastamiento de Almas No Agujeradas.

Estas especificaciones aplican a almas o a miembros a flexión sujetos a cargas concentradas o reacciones, o a los componentes correspondientes, actuando perpendicular con respecto al eje longitudinal del miembro, y en el plano del alma bajo consideración, y causando esfuerzos de compresión en el alma.

Las siguientes expresiones representan las ecuaciones generales de diseño para aplastamiento del alma:

1. Método ASD: 
$$P_a = \frac{P_n}{\Omega_w} \geq \sum P_i$$

2. Método LRFD: 
$$\phi_w P_n \geq \sum \gamma_i P_i$$

Donde:  $P_a$  = Resistencia permisible para aplastamiento del alma.  
 $\Omega_w$  = Factor de seguridad para aplastamiento del alma.  
 $\sum P_i$  = Combinación aplicable debido a cargas de servicio.  
 $\phi_w$  = Factor de resistencia para aplastamiento del alma.  
 $\gamma_i$  = Factor de carga correspondiente a la carga.  
 $\sum \gamma_i P_i$  = Peralte de la porción plana del alma medida en el plano del alma.  
 $P_n$  = Resistencia nominal al aplastamiento del alma determinada según la tabla 3.2.

Para almas sencillas no reforzadas:

$$\Omega_w = 1.85 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi_w = 0.75 \quad (\text{LRFD})$$

Para dos secciones Z empalmadas, cuando se evalúa la resistencia al aplastamiento del alma para carga interior en un patín (IUP):

$$\Omega_w = 1.80 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi_w = 0.85 \quad (\text{LRFD})$$

Las almas o miembros a flexión donde  $h/t$  es mayor que 200 deberán ser provistas con medios adecuados para transmitir cargas concentradas y/o reacciones directamente al alma.

Las ecuaciones en la Tabla 3.2 aplican cuando  $h/t < 200$ ,  $N/t \leq 210$ ,  $N/h \leq 3.5$ ,  $R/t \leq 6$  para vigas y  $R/t \leq 7$  para decks. Para secciones Z con su patín atornillado al miembro de soporte externo de la sección, la Ec.(3.46) puede ser multiplicada por 1.3. Esto es válido para secciones que cumplen con las siguientes limitaciones:

1.  $h/t \leq 150$
2.  $R/t \leq 4$

3. Espesor base de la sección  $\geq 0.060$  plg. (1.52 mm).
4. Espesor del miembro de soporte  $\geq 3/16$  plg. (4.76 mm).

Tabla 3.2 Identificación de Ecuaciones para Determinar la Resistencia Nominal para Aplastamiento del Alma, bajo Cargas Concentradas o Reacciones.

|                                       |                   | Perfiles con un alma                        |                      | Secciones I o Secciones Similares                       |
|---------------------------------------|-------------------|---|----------------------|---|
|                                       |                   | Patines Atiesados o Parcialmente Atiesados. | Patines no atiesados | Patines Atiesados Parcialmente Atiesados y no Atiesados |
| Cargas Opuestas Separadas > 1.5h      | Reacción Extrema  | Ec.(3.46)                                   | Ec.(3.47)            | Ec.(3.48)   |
|                                       | Reacción Interior | Ec.(3.49)                                   | Ec.(3.49)            | Ec.(3.50)   |
| Cargas Opuestas Separadas $\leq 1.5h$ | Reacción Extrema  | Ec.(3.51)                                   | Ec.(3.51)            | Ec.(3.52)   |
|                                       | Reacción Interior | Ec.(3.53)                                   | Ec.(3.53)            | Ec.(3.54)   |

Notas y referencias de ecuaciones de la Tabla 3.2:

- 1) Sección I formadas de dos secciones C conectados espalda con espalda o secciones similares que provee una restricción rotacional considerable al alma (como las sección I formadas soldando dos secciones angulares a una sección C).
- 2) En las ubicaciones de una carga concentrada o reacción actuando ya sea en el patín superior o inferior, cuando la distancia libre entre orillas del área de contacto de esta carga o reacción y las cargas concentradas o reacciones opuestas adyacentes es mayor que 1.5h.
- 3) Para reacciones de extremo de vigas o cargas concentradas en el extremo de voladizos cuando la distancia de la orilla del área de contacto de la carga al extremo de la viga es menor que 1.5h.
- 4) Para reacciones y cargas concentradas cuando la distancia de la orilla del área de contacto de la carga al extremo de la viga es igual o mayor que 1.5h.



- 5) En las ubicaciones de dos cargas concentradas opuestas o de carga concentrada y una reacción opuesta actúan simultáneamente en el patín superior e inferior, cuando la distancia entre sus áreas de contacto de carga adyacentes es igual o menor que 1.5h.

$$P_n = t^2 k C_1 C_4 C_9 C_\theta [331 - 0.61(h/t)] [1 + 0.01(N/t)] \quad (3.46)$$

$$P_n = t^2 k C_1 C_4 C_9 C_\theta [217 - 0.28(h/t)] [1 + 0.01(N/t)] \quad (3.47)$$

Para  $N/t > 60$ , el factor  $[1 + 0.01(N/t)]$  puede ser incrementado a  $[0.71 + 0.015(N/t)]$

$$P_n = t^2 F_y C_6 (10.0 + 1.25\sqrt{N/t}) \quad (3.48)$$

$$P_n = t^2 k C_1 C_2 C_9 C_\theta [538 - 0.74(h/t)] [1 + 0.007(N/t)] \quad (3.49)$$

Para  $N/t > 60$ , el factor  $[1 + 0.007(N/t)]$  puede ser incrementado a  $[0.75 + 0.011(N/t)]$

$$P_n = t^2 F_y C_5 [0.88 + 0.12m] [15.0 + 3.25\sqrt{N/t}] \quad (3.50)$$

$$P_n = t^2 k C_1 C_4 C_9 C_\theta [244 - 0.57(h/t)] [1 + 0.01(N/t)] \quad (3.51)$$

$$P_n = t^2 F_y C_8 [0.64 + 0.31m] [10.0 + 1.25\sqrt{N/t}] \quad (3.52)$$

$$P_n = t^2 k C_1 C_2 C_9 C_\theta [771 - 2.26(h/t)] [1 + 0.0013(N/t)] \quad (3.53)$$

$$P_n = t^2 F_y C_7 [0.82 + 0.15m] [15.0 + 3.25\sqrt{N/t}] \quad (3.54)$$

Donde:  $P_n$  = Resistencia nominal para la carga concentrada o reacción kips o Ton.

$$C_1 = 1.22 - 0.22k$$

$$C_2 = 1.06 - 0.06(R/t) \leq 1.0$$

$$C_4 = 1.15 - 0.15(R/t) \leq 1.0 \text{ pero no menor que } 0.50$$

$$C_5 = 1.49 - 0.53k \geq 0.6$$

- $C_6 = 1 + (h/t)/750$  cuando  $h/t \leq 150$   
 $= 1.20$  cuando  $h/t > 150$
- $C_7 = 1/k$  cuando  $h/t \leq 66.5$   
 $= [1.10 - (h/t)/665]/k$  cuando  $h/t > 66.5$
- $C_8 = [0.98 - (h/t)/865]/k$
- $C_9 = 1.0$  para unidades de kip y plg.  
 $= 0.000704$  para unidades métricas de Ton. Y mm.
- $C_{\theta} = 0.70 + 0.30(\theta/90)^2$
- $F_y$  = Esfuerzo de fluencia de diseño del alma según las secciones A3.1 y A3.3.2, ksi o Kg/cm<sup>2</sup>.
- $h$  = Peralte de la porción central del alma medido en el plano del alma, mm o plg.
- $k = 894F_y/E$
- $t$  = espesor del alma, en mm. o plg.
- $m = t/0.075$ , cuando  $t$  esta en plg.  
 $= t/1.91$ , cuando  $t$  esta en mm.
- $N$  = Longitud de contacto de la carga o reacción en mm o plg. Para el caso de dos cargas concentradas y opuestas distribuidas sobre longitudes de contacto desiguales, el valor menor de ambos deberán usarse en el diseño.
- $R$  = Radio interior de doblez.
- $\theta$  = Angulo del plano del alma y el plano de la longitud de contacto,  $\geq 45^\circ$ , pero no mayor de  $90^\circ$ .

Las ecuaciones de diseño de la sección C3.4.1 consideran diferentes condiciones de carga. Como se muestra en la Fig. 3.14, las Ecs. (3.46) a (3.48) son usadas para las condiciones de carga EUP; las Ecs. (3.49) y (3.50) para las condiciones de carga IUP; las Ecs. (3.51) y (3.52) para las condiciones de carga EDP; y las Ecs. (3.53) y (3.54) para las condiciones de carga IDP.

En la Fig.3.15 se puede observar la distribución de cargas concentradas y reacciones de las cuatro condiciones de carga. Esta distribución de carga es independiente de la respuesta a flexión de la viga. A consecuencia de la flexión, las cargas o reacciones actúan en diferentes puntos de contacto con respecto al plano de contacto; esto trae como consecuencia que la distribución de carga sobre el alma no sea uniforme. El valor de  $P_n$  es afectado por el cambio de condición de carga de IUP (Fig.3.15b) a EUP (Fig.3.15a), estas condiciones representa la base experimental en la cual se han desarrollado las especificaciones de diseño.

A través del tiempo se han desarrollado una gran variedad de tipos de acero de alta resistencia. Algunos de estos tipos de acero no fueron considerados dentro del alcance de las investigaciones originales en las que se basaron las especificaciones del AISI. Por tal motivo se tuvieron que realizar de manera adicional, pruebas de aplastamiento del alma, para así depurar los criterios de diseño. En el AISI 1996 se integraron a las especificaciones los aceros A673 y A715, que son de alta resistencia y baja aleación (HSLA), los cuales poseen esfuerzos de fluencia mínimos de 4920 kg/cm<sup>2</sup> y 5622 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente. Como las especificaciones del AISI para aplastamiento del alma están fundamentadas sobre información experimental en aceros con  $F_y \leq 3865$  kg/cm<sup>2</sup>, las ecuaciones de diseño (3.46), (3.47) y (3.51) aplican únicamente si  $F_y \geq 4673$  kg/cm<sup>2</sup>. Por lo tanto, para  $F_y \geq 4673$  kg/cm<sup>2</sup> el valor de  $KC_3$  que se asume es de 1.34.

Se ha descubierto que las secciones Z al ser atornilladas al miembro de soporte con dos tornillos de 2 pulgadas, incrementa su capacidad al aplastamiento del alma en el orden de un 27 a un 55% si cumplen con las limitaciones especificadas en el AISI de 1996. Para esta condición se permite un incremento del 30 % en la capacidad del aplastamiento del alma descrito en la sección C3.4.1.

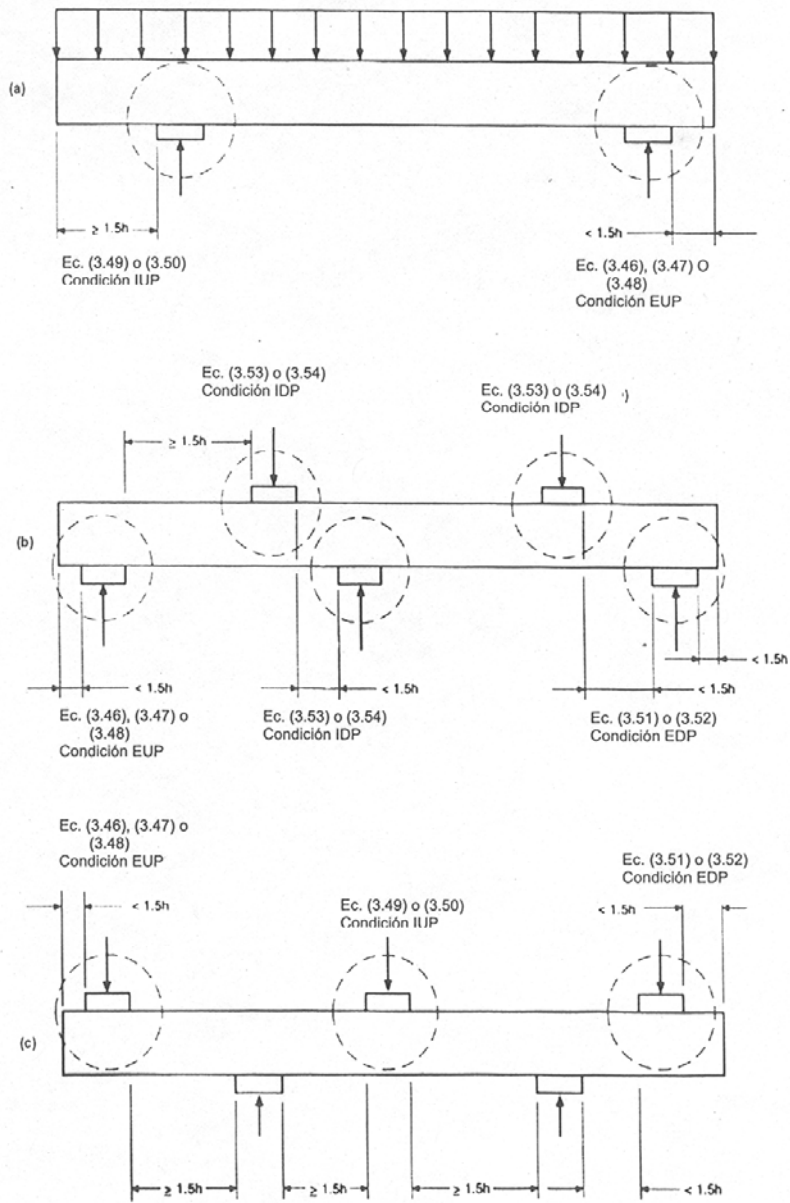


Fig.3.14 Aplicación de las formulas de diseño de la sección C3.4.1

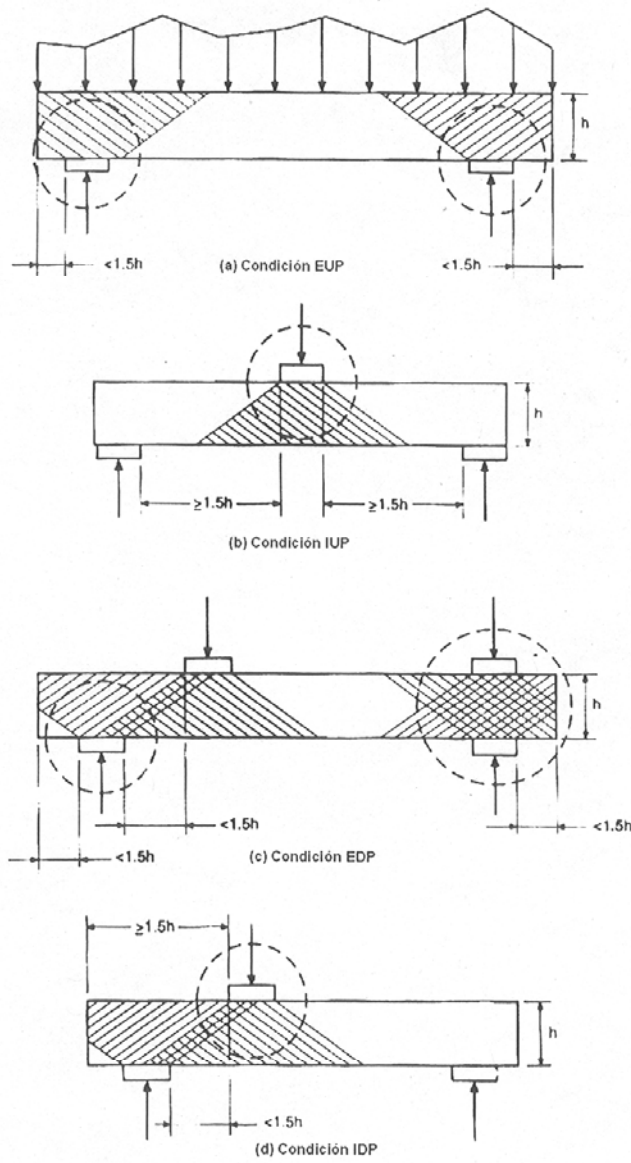


Fig.3.15 Distribución asumida de reacciones o cargas.

### 3.2.6 Combinación de Aplastamiento del Alma y Flexión.

En vigas continuas, las reacciones en los apoyos coinciden con momentos y/o cortantes considerables. Bajo estas condiciones la resistencia al aplastamiento del alma puede reducirse significativamente debido al efecto de los momentos flexionantes.

Basándose en los resultados de pruebas de especímenes bajo condición de aplastamiento del alma y flexión, se han desarrollado varias ecuaciones de interacción de diseño. Estas ecuaciones se incluyen en la sección C3.5 del AISI de 1996.

#### 3.2.6.1 Perfiles con Almas Simples No Reforzadas.

Para determinar el comportamiento de secciones con almas simples no reforzadas se realizaron pruebas de especímenes de sección canal y las siguientes conclusiones fueron establecidas:

1. Para especímenes con un alma no reforzada sujeta a combinación de flexión y aplastamiento del alma, la presencia de los momentos flexionantes reducirá significativamente la resistencia al aplastamiento del alma cuando la relación  $M_{pr}/M_n$  exceda a aproximadamente a 0.35. La Ec. (3.57) proporciona una buena correlación con los resultados de pruebas, como se muestra en la Fig.3.16. También se muestra en la Fig.3.16 la condición de aplastamiento del alma combinado con momento flexionantes pequeños.

$$\frac{1.07P_{pr}}{P_n} + \frac{M_{pr}}{M_n} = 1.42 \quad (3.57)$$

Donde:  $P_{pr}$  = Reacción o carga concentrada máxima en la presencia de momentos flexionantes.

$P_n$  = Reacción o carga concentrada máxima calculada en la ausencia de momentos flexionantes ( $P_n$  se obtiene de la Tabla 3.2; ver sección 3.2.4).

$M_{pr}$  = Momento flexionante coincidente con, o inmediatamente adyacente a, la carga concentrada o reacción.

$M_n$  = Momento flexionante calculado para flexión pura.

2. Cuando el cortante actuante  $V$  en la viga es menor o igual al 40% de la capacidad nominal de cortante de la viga  $V_n$ , la presencia de la fuerza de cortante no reduce significativamente la capacidad al aplastamiento del alma. Se espera que aun para vigas que exhiban esfuerzos considerables por cortante, la resistencia al aplastamiento del alma no sea reducida significativamente.

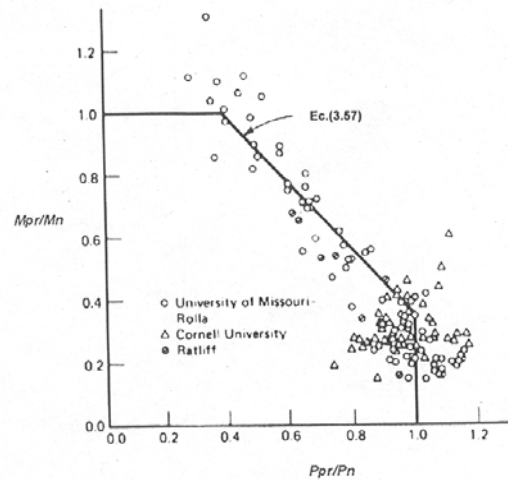


Fig.3.16 Representación gráfica para aplastamiento del alma (condición IUP) y aplastamiento y flexión combinada para especímenes con almas simples no reforzadas.

### 3.2.6.2 Especificaciones Aplicables del AISI 1996 y 1999 para Perfiles con Almas Sencillas No Reforzadas.

Las ecuaciones se clasifican según el método de diseño considerado. Las ecuaciones para los métodos ASD y LRFD se incluyen en las secciones C3.5.1(a) y C3.5.2(a), respectivamente. A continuación se presentan dichas ecuaciones:

Las almas planas no reforzadas sujetas a combinación de flexión y carga concentrada o reacción deberán ser diseñadas para cumplir los siguientes requisitos:

$$\text{Método ASD:} \quad 1.2 \left( \frac{\Omega_w P}{P_n} \right) + \left( \frac{\Omega_b M}{M_{nxo}} \right) \leq 1.5 \quad (3.58)$$

$$\text{Método LRFD:} \quad 1.07 \left( \frac{P_u}{\phi_w P_n} \right) + \left( \frac{M_u}{\phi_b M_{nxo}} \right) \leq 1.42 \quad (3.59)$$

Donde:  $\Omega_w$  = Factor de seguridad para aplastamiento del alma (ver Art. 3.2.4).

$\Omega_b$  = Factor de seguridad para flexión (ver Art. 3.2.1).

$\phi_w$  = Factor de resistencia para aplastamiento del alma (ver Art. 3.2.4.).

$\phi_b$  = Factor de resistencia para flexión (ver Art. 3.2.1).

$P, P_u$  = Resistencia requerida para la carga concentrada o reacción en la presencia de momento flexionante.

$P_n$  = Resistencia nominal para la carga concentrada o reacción en la ausencia de momento flexionante determinada de acuerdo a la sección C3.4 (ver Art. 3.2.4).

$M, M_u$  = Momento flexionante requerido en, o inmediatamente adyacente al punto de aplicación de la carga concentrada o reacción.

$M_{nxo}$  = Resistencia nominal a flexión con respecto al eje centroidal  $x$  determinado de acuerdo a la sección C3.1.1 (ver Art. 3.2.1).



La sección C3.5 establece la siguiente excepción para las Ecs. (3.58) y (3.59): En los apoyos interiores de claros continuos, las Ecs. (3.58) y (3.59) no son aplicables a decks o vigas con dos o más almas, siempre que las orillas de compresión de las almas adyacentes estén apoyadas lateralmente en la región de momento negativo por patines conectados en forma continua o intermitente, o por apoyos laterales independientes, y que el espaciamiento entre almas adyacente no exceda 10 pulgadas (254 mm). La Fig. 3.17 ilustra los casos en los que aplica la excepción. Dichas excepciones fueron incluidas en las especificaciones, ya que los resultados de pruebas de vigas y decks continuos han indicado que para este tipo de miembros el comportamiento al postpandeo de las almas en apoyos interiores difieren del tipo de modo de falla exhibido bajo cargas concentradas en vigas o decks de un claro. La resistencia al postpandeo permite al miembro a redistribuir los momentos en vigas o decks continuos. Por esta razón, las Ecs. (3.58) y (3.59) pueden dar resultados conservadores para la determinación de la capacidad de carga de claros continuos si se consideran criterios de diseño elástico.

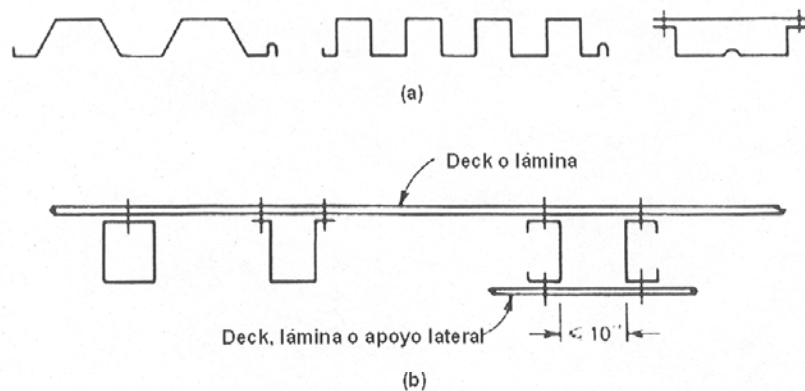


Fig. 3.17 Perfiles considerados en la cláusula de excepción del AISI. (a) Decks; (b) Vigas.

### 3.2.6.3 Perfiles Z con Almas Empalmadas.

Investigaciones efectuadas han demostrado que el comportamiento del alma bajo combinación de flexión y aplastamiento del alma es mejorado por la iteración entre las almas empalmadas. Las ecuaciones del AISI se desarrollaron basándose en esta información. Las ecuaciones para los métodos ASD y LRFD se incluyen en las secciones C3.5.1(c) y C3.5.2(c), respectivamente. A continuación se presentan dichas ecuaciones:

Para los puntos de apoyo de dos secciones Z empalmadas:

$$\text{Método ASD:} \quad \frac{M}{M_{no}} + \frac{P}{P_n} \leq \frac{1.67}{\Omega} \quad (3.60)$$

$$\text{Método LRFD:} \quad \frac{M_u}{M_{no}} + \frac{P_u}{P_n} \leq 1.68\phi \quad (3.61)$$

Donde:  $P, P_u$  = Resistencia requerida de la carga concentrada o reacción en la presencia de momento flexionante.

$P_n$  = Resistencia nominal de aplastamiento del alma asumiendo condiciones de carga IUP en un alma para secciones Z empalmadas, o sea, las sumas de las dos almas calculadas individualmente.

$M, M_u$  = Resistencia requerida a flexión de la sección bajo consideración

$M_{no}$  = Resistencia nominal a flexión de las secciones Z empalmadas, o sea, la suma de las dos secciones calculadas individualmente, determinadas de acuerdo a la sección C3.1.1 (ver Art. 3.2.1)

$\Omega$  = Factor de seguridad para combinación de flexión y aplastamiento del alma = 1.67

$\phi$  = 0.90

Las Ecs (3.60 y 3.61) son validas para perfiles que cumplen con las siguientes condiciones:

1.  $h/t \leq 150$ ;  $N/t \leq 140$ ;  $F_y \leq 4920 \text{ kg/cm}^2$ ;  $R/t \leq 5.5$ .
2. Los extremos de cada sección están conectados a través del alma a otra secciones con un mínimo de dos tornillos a A307 de  $\frac{1}{2}$  pulgada (12.7 mm) de diámetro.
3. Las sección empalmada deberá estar conectada al apoyo a través de los patines con un mínimo de dos tornillos a A307 de  $\frac{1}{2}$  pulgada (12.7 mm) de diámetro.
4. Las almas de las dos secciones están en contacto.
5. La relación del espesor mayor al menor de las partes no excede a 1.3.

### 3.2.7 Vigas o Polines con Patines Unidos a Lamina de Cubierta o Muro.

La acción del viento sobre las estructuras ocasiona presiones negativas principalmente en cubierta y muros. Tales presiones generan fuerzas de succión que tienden a desprender las láminas y polines de cubierta y muros. Para evitar esta acción del viento, las cubiertas y muros se deben sujetar por medio de tornillos, pijas o clips como se ilustra en la Fig. 3.18.

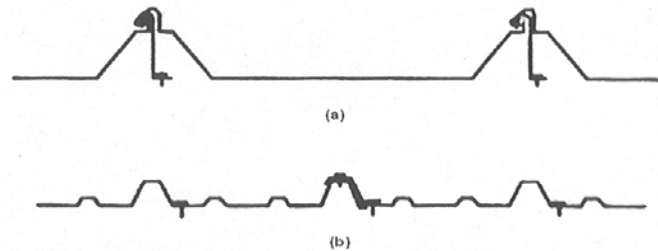


Fig. 3.18 Sistema de sujeción de láminas a polines. (a) Sujeción de lámina de cubierta por medio de clips; (b) Sujeción de lámina de cubierta por medio de tornillos.

En cubiertas con condiciones normales de servicio, las fuerzas de succión se contrarrestan generalmente con las cargas gravitacionales, pero pueden presentarse condiciones climáticas severas, como los vientos huracanados, donde ocurre lo contrario. Bajo estas condiciones se invierte el sentido de los momentos flexionantes y el patín del polín unida a la lámina de cubierta será el patín de tensión. Por lo tanto, el patín de compresión del polín tendrá generalmente apoyos laterales solo en los extremos del claro, pero el patín de tensión estará fijo a la lámina de cubierta. En muros las condiciones son diferentes, ya que la carga gravitacional actúa en forma perpendicular a las fuerzas de succión, por lo que nunca se logra contrarrestar tales fuerzas. La capacidad a flexión de este tipo de miembros es menor que la de los miembros con apoyo lateral adecuado, pero mayor a los miembros sin apoyo lateral, gracias a la restricción rotacional brindada por la conexión del polín a la lámina. En la Fig 3.19 se observa un sistema típico de apoyo lateral.

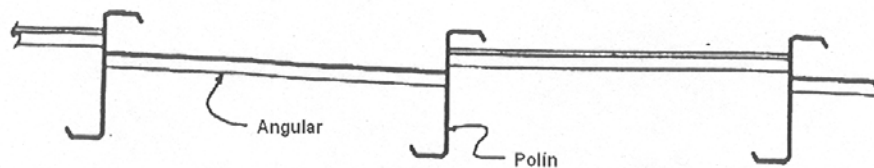


Fig. 3.19 Sistemas de apoyos laterales en puntos aislados en el claro de polines de cubierta a base de perfiles angulares.

Para las vigas bajo cargas gravitacionales, el patín unido a las laminas será el patín de compresión en las regiones del claro donde existan momento positivo. Si la lámina se encuentra unida mediante tornillos, pijas y/o soldadura se puede considerar para efectos de diseño que la lámina brinda apoyo lateral adecuado al patín de compresión en dicha región. En las regiones del claro donde se presenten momentos negativos, el patín unido a la lámina será el patín de tensión. En este caso, para efectos de diseño se puede considerar que existe apoyo lateral adecuado al patín de compresión en la región del claro comprendida entre el apoyo inferior y el

final del traslape de perfil. La región del claro comprendida entre el final del traslape y el punto de inflexión se considera un voladizo con extremo libre sin apoyo lateral.

Las especificaciones de la sección C3.1.3 se aplican a vigas cuyo patín de tensión esta unida a lamina y el patín de compresión esta totalmente libre de apoyos laterales entre sus claros. Las vigas con apoyos laterales al patín de compresión en puntos aislados dentro del claro pueden tener una capacidad de a flexión mayor que las vigas sin apoyos laterales.

### **3.2.7.1 Especificaciones del AISI 1996 para Vigas con un Patín Conectadas a Lámina de Cubierta o Muro.**

La resistencia normal a flexión,  $M_n$ , de sección canal y Z cargadas en el plano del alma, con el patín da tensión conectado a una lámina de cubierta o muro y con el patín de compresión sin apoyo lateral, se determinará mediante la ecuación siguiente:

$$M_n = RS_e F_y \quad (3.62)$$

$$\Omega_b = 1.67 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi_b = 0.90 \quad (\text{LRFD})$$

Donde:  $R = 0.60$  para secciones C continuas

$= 0.70$  para secciones Z continuas.

$S_e$  y  $F_y$  están definidos en la sección C3.1.1.

El uso del factor de reducción  $R$  deberá ser limitado a sistemas de cubierta y muro que cumplan con la condiciones siguientes:

1. El peralte del miembro es menor a 11.5 pulgadas (292 mm).
2. Los patines son elementos a compresión con bordes atiesados.
3. La relación peralte espesor  $d/t$  deberá estar dentro del rango  $60 \leq d/t \leq 170$
4. La relación peralte ancho del patín  $d/w$  deberá estar dentro del rango  $2.8 \leq d/w \leq 4.5$
5. La relación del ancho plano al espesor del patín  $w/t$  deberá estar dentro del rango  $16 \leq w/t \leq 43$
6. Para sistemas de claros continuos, la longitud de traslape en ambos lados de cada apoyo interior (la distancia desde el centro del apoyo a la orilla del traslape) no deberá ser menor que  $1.5d$ .
7. Claros de miembros no deberán ser mayores que 33 pies(10 metros).
8. Para sistemas con claros continuos, el claro mayor deberá ser 20% mayor que el claro más corto.
9. Ambos patines deberán estar impedidos contra el desplazamiento lateral en sus apoyos.
10. Las láminas de cubierta o muro deberán ser de acero, con espesor mínimo (incluyendo recubrimiento) de 0.018 pulgadas (0.46 mm), con peralte mínimo de costilla de 1.25 pulgadas (32 mm) y espaciadas a un máximo de 12 pulgadas (305 mm) a centros y unida de tal manera que efectivamente inhiba el movimiento relativo entre la lámina y el patín del polín.
11. El aislamiento térmico deberá ser colchoneta de fibra de vidrio de 0 a 6 pulgadas (152 mm) de espesor comprimido entre el polín y la lámina de una manera consistente con el tipo de sujetador usado.
12. Tipo de sujetador: deberán ser tornillos con dimensión mínima de No. 12, autotaladrables y autosellables o remaches de 3/16 pulgadas de diámetro, con rondanas de ½ pulgadas (12.7 mm).
13. Los sujetadores no deberán ser del tipo que sobresalen con respecto a la superficie de la lámina.

14. Los sujetadores deberán estar espaciados a distancias no mayores a 12 pulgadas (305 mm) a centros y deberán ser colocados en los valles de la lámina, cerca del centro del patín de la viga.
15. La resistencia por fluencia de diseño del miembro no deberá exceder a 60 ksi (4216 kg/cm<sup>2</sup>).

Si algunas de las condiciones antes mencionadas no cumplen la sección C3.1.3 específica que se deberán de desarrollar pruebas de carga de acuerdo a la sección F1 del AISI 1996, o aplicar un procedimiento analítico racional.

Para secciones C y Z con claros simples el valor del factor de reducción R se calcula mediante la tabla siguiente:

Tabla 3.3 Valores de R para Secciones C y Z con Claros Simples

| Rango de Peraltes, plg (mm)       | Perfil | R    |
|-----------------------------------|--------|------|
| $D \leq 6.5$ (165)                | C o Z  | 0.70 |
| $6.5$ (165) $< d \leq 8.5$ (216)  | C o Z  | 0.65 |
| $8.5$ (216) $< d \leq 11.5$ (292) | Z      | 0.50 |
| $8.5$ (216) $< d \leq 11.5$ (292) | C      | 0.40 |

Para miembros con claros simples, el valor de R deberá ser reducido para considerar el efecto del aislamiento comprimido entre la lámina y el miembro. La reducción deberá ser calculada multiplicando el valor de R de la tabla 3.3 por el factor de corrección:

$$r = 1.00 - 0.01t_1 \quad \text{cuando } t_1 \text{ esta dado en pulgadas}$$

$$r = 1.00 - 0.0004t_1 \quad \text{cuando } t_1 \text{ esta dado en centímetros}$$

$t_1$  = al espesor de la colchoneta de fibra de vidrio no comprimida

### 3.2.8. Requisitos de Apoyos Laterales en Vigas.

#### 3.2.8.1 Patín Superior Conectado a Lámina de Cubierta, Deck o Muro.

Cuando las vigas Z son usadas en sistemas de cubierta, piso o muro para soportar directamente la lámina, utilizando para su fijación tornillos o pijas se puede considerar como secciones con apoyo lateral continuo en las regiones de momento gravitacional positivo. Por lo tanto, tales secciones no presentan pandeo lateral y la resistencia a flexión se calcula de acuerdo a la sección C3.1.1. La sección D3.2.1 del AISI 1996 establece que la lámina deberá restringir los patines de tal manera que la deformación máxima lateral del patín superior con respecto a los puntos de aplicación de las reacciones (apoyos extremos) no exceda al claro dividido entre 360.

En sistemas de cubierta con 4 a 20 líneas de polines con todos los patines superiores orientados en dirección pendiente arriba de la cubierta, con puntos de restricción en los apoyos extremos, a la mitad del claro o a tercios del claro, cada miembro que funja como restricción o anclaje deberá ser diseñado para resistir una fuerza determinada de la siguiente manera:

1. Para sistemas de un claro con un punto de restricción en los extremos:

$$P_L = 0.50 \left[ \frac{0.220b^{1.50}}{n_p^{0.72} d^{0.90} t^{0.60}} \cos\theta - \text{sen}\theta \right] W \quad (3.63)$$

2. Para sistemas de un claro con puntos de restricción a tercios del claro:

$$P_L = 0.50 \left[ \frac{0.474b^{1.22}}{n_p^{0.57} d^{0.89} t^{0.33}} \cos\theta - \text{sen}\theta \right] W \quad (3.64)$$



3. Para sistemas de un claro con puntos de restricción a la mitad del claro:

$$P_L = \left[ \frac{0.224b^{1.32}}{n_p^{0.65} d^{0.83} t^{0.50}} \cos\theta - \text{sen}\theta \right] W \quad (3.65)$$

4. Para sistemas de claros múltiples con puntos de restricción en los apoyos:

$$P_L = C_{tr} \left[ \frac{0.053b^{1.88} L^{0.13}}{n_p^{0.95} d^{1.07} t^{0.94}} \cos\theta - \text{sen}\theta \right] W \quad (3.66)$$

Con:  $C_{tr} = 0.63$  para anclaje en los apoyos extremos de los claros.

$C_{tr} = 0.87$  para anclaje en el primer apoyo interno.

$C_{tr} = 0.81$  para todos los otros casos.

5. Para sistemas de claros múltiples con puntos de restricción a tercios del claro:

$$P_L = C_{th} \left[ \frac{0.181b^{1.15} L^{0.25}}{n_p^{0.54} d^{1.11} t^{0.29}} \cos\theta - \text{sen}\theta \right] W \quad (3.67)$$

Con:  $C_{th} = 0.57$  para anclaje en claros extremos.

$C_{th} = 0.48$  para todos los otros casos.

6. Para sistemas de claros múltiples con puntos de restricción múltiples:

$$P_L = C_{ms} \left[ \frac{0.116b^{1.32} L^{0.18}}{n_p^{0.70} d^{1.00} t^{0.50}} \cos\theta - \text{sen}\theta \right] W \quad (3.68)$$

con  $C_{ms} = 1.05$  para anclaje en claros extremos.

$C_{ms} = 0.90$  para todos los otros apoyos laterales.

Donde  $b$  = ancho del patín  
 $d$  = peralte de la sección  
 $t$  = espesor  
 $L$  = longitud del claro  
 $e$  = ángulo con respecto a la vertical del plano del alma de la viga Z, en grados.  
 $n_p$  = número de líneas de polines.  
 $W$  = carga vertical total soportada por la línea de polines entre apoyos adyacentes (usar cargas de servicio para ASD y cargas factorizadas para LRFD).

La carga  $P_L$  es positiva cuando el anclaje es requerido para prevenir movimiento de los patines de los polines en dirección pendiente arriba de la cubierta.

La carga  $P_L$  debe ser descargada en los extremos de los miembros usados como apoyo lateral. Normalmente los miembros se alinean para acumular la carga y transmitirla a los extremos de la cubierta mediante un anclaje (ver Fig. 3.20). Esto requiere que la cubierta tenga la misma pendiente, la misma carga, y la misma dimensión a cada lado de la cumbrera. Para cubiertas con una sola pendiente, donde el balanceo de cargas no puede hacerse en la cumbrera, las cargas deberán de ser transmitidas a un sistema estructural independiente (marcos o armaduras principales, sistemas de arriostramiento vertical, muros de cortante, etc.). Para transmitir dichas cargas a estos sistemas se pueden usar armaduras en el plano de la cubierta.

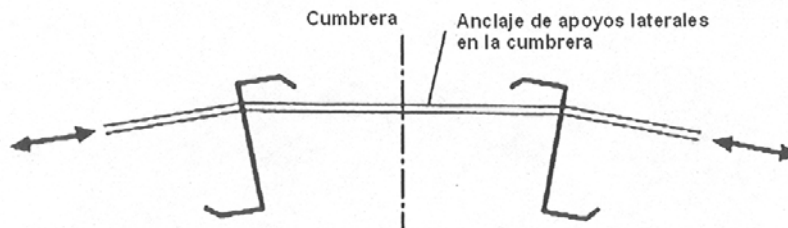


Figura 3.20 Detalle de anclaje de apoyos laterales en cumbrera.

La capacidad de la lámina para restringir la rotación de las vigas depende de la resistencia a flexión y la rigidez de la lámina misma. Por lo que no se generan cargas adicionales en el sistema de cubierta. Las fuerzas generadas por la restricción de la deformación lateral son transmitidas a la cubierta y a los apoyos laterales. El diafragma de cubierta y los miembros que funcionan como apoyos laterales acumulan dichas fuerzas a través de toda la cubierta, y deben ser anclados de lo contrario, todo el sistema de cubierta se desplazará lateralmente. El anclaje del diafragma puede realizarse mediante el anclaje a una línea de polines en cada bahía de polines a un sistema estructural independiente. Otra solución del anclaje del diafragma consiste en la colocación de un clip antirotatorio en el polín del alero (orilla longitudinal) de la cubierta (ver Fig. 3.21). Esta solución es simple y puede usarse en cubiertas con una sola agua o para cubiertas con dos aguas con cargas y/o pendientes diferentes a ambos lados de la cumbrera.

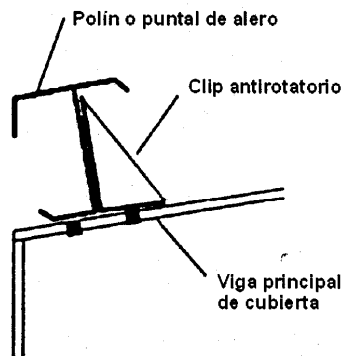


Figura 3.21 Uso de clip antirotatorio como anclaje de cubierta.

Para sistemas con menos de cuatro líneas de polines, la fuerza en el anclaje puede determinarse multiplicando por 1.1 a la carga calculada a partir de las Ecs. (3.63) a (3.68), con  $n_p = 4$ . Para sistemas con más de 20 líneas de polines, la fuerza en el anclaje puede calcularse a partir de las Ecs. (3.63) a (3.68) con  $n_p = 20$ . Cabe mencionar que el Suplemento 1999 incorporó por primera vez el término "cos  $\theta$ " en las Ecs. (3.63) a (3.68), ya que el AISI 1996 omitió dicho término debido a que en las

investigaciones usadas para desarrollar dichas ecuaciones se asumió que la cubierta no tenía pendiente y que la carga aplicada era paralela al alma de los polines. Cuando el término "cos  $\theta$ " multiplica a la carga vertical total  $W$  se obtiene la componente de la carga paralela al alma de los polines. Las recomendaciones emitidas en el Art. 5.4.1.2 para la transmisión de las fuerzas de anclaje de diafragmas en sistemas de cubierta basándose en secciones canal aplican también a secciones Z. También aplican para secciones Z las especificaciones de la sección D3.2.1 referente a la capacidad de la lámina para restringir a los patines de tal manera que la deformación máxima lateral del patín superior con respecto a los puntos de aplicación de las reacciones no exceda al claro dividido entre 360.

### 3.2.9 Ejemplos de Diseño.

A continuación se realizarán ejemplos de diseño por los métodos ASD y LRFD, los cuales consideran Polines Z que se diseñaran y se revisaran por flexión pura, cortante puro, combinación de flexión y cortante, aplastamiento del alma, combinación de aplastamiento y flexión; también se realizaran revisiones por la condición de succión por viento y se revisara la fuerza de anclaje:

**Ejemplo 3.1.** Diseñe por el Método LRFD un polín de sección Z a ser usado en una cubierta con pendiente del 6% para las condiciones de apoyo y carga mostradas en la Fig. 3.22. Se requiere además considerar el diseño por viento y determinar las fuerzas de anclaje en apoyos laterales. Considere apoyos laterales en los extremos de cada claro y que las fuerzas acumuladas en dichos apoyos se transmiten (anclaje) a la estructura principal a cada quinto polín. Considere  $F_y = 3514 \text{ kg/cm}^2$ .

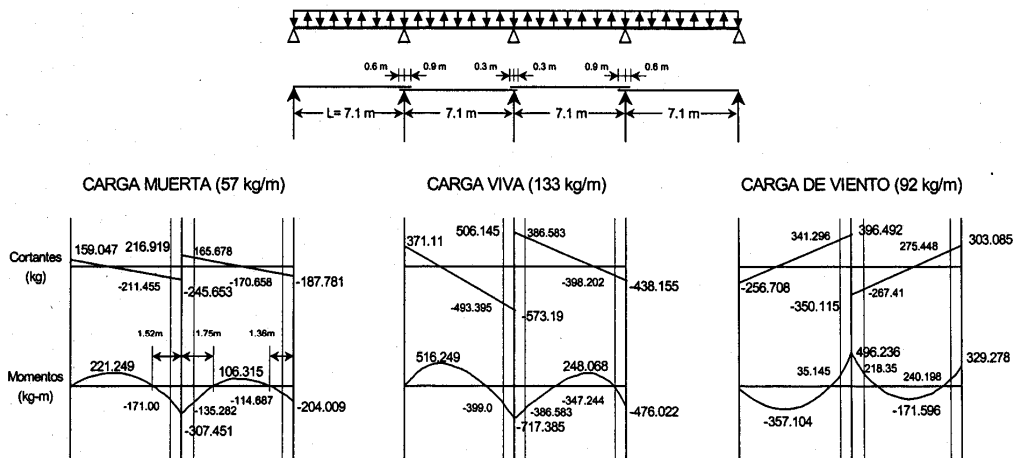


Figura 3.22 Ejemplo 3.1

## 1. Definición de los Criterios de Diseño

Asuma las siguientes condiciones de análisis y diseño:

a) Condición de continuidad de cuatro claros. Se consideran traslapes en los apoyos interiores para generar las condiciones de continuidad requeridas. Los traslapes de las secciones Z se realizan empalmado las secciones. Las longitudes de traslape se indican en la Fig. 3.22.

b) Las cargas nominales muertas, vivas y de viento se indican en la Fig. 3.22. Los diagramas de cortante y momento flexionante correspondientes a dichas cargas se ilustran en misma figura. Para el diseño del polín se consideran solo los primeros dos claros, ya que la simetría geométrica y de carga permiten establecen también simetría en el diagrama de momentos; es decir, los diagramas son simétricos con respecto al apoyo interior central.

c) La pendiente de la cubierta del 6% representa un ángulo de inclinación de la cubierta de  $\theta = \tan^{-1}(6/100) = 3.434^\circ$ . La componente de la carga vertical total,  $W$ , paralela a la dirección de la cubierta es  $W \sin \theta = W \sin 3.434^\circ = 0.06W$ . Se asume que dicha carga genera un momento flexionante despreciable con respecto al eje  $y$ , por lo que se considera que no existe flexión biaxial y se diseñará la sección solo para el momento flexionante con respecto al eje  $x$ . La carga que genera dicho momento es la carga perpendicular a la cubierta, dada por  $W \cos 3.434^\circ = 0.94W \approx W$ .

d) Se asumen condiciones no prismáticas para el diseño de los polines. Es decir, dependiendo de los valores de los momentos máximos en claros extremos e interiores, se podrá cambiar el perfil a uno de menor espesor en las regiones de menor momento. Así mismo, en los traslapes, el valor del momento de inercia con respecto al eje  $x$  es la suma de las inercias de los perfiles individuales, mientras que fuera de los traslape es el de un perfil. Estas consideraciones permiten optimizar el diseño de la polinería.

e) La cubierta se une con el patín superior del polín por medio de tornillería adecuada de tal manera que garantice la continuidad en apoyo lateral y torsional al patín superior.

f) Para cargas gravitacionales, el patín de compresión (patín inferior en las regiones de momento negativo) se considera con apoyo lateral adecuado en la región comprendida desde los apoyos interiores hasta el final del traslape. La región de momento negativo comprendida desde el final del traslape hasta el punto de inflexión se diseñará como una viga en voladizo con apoyo lateral en el extremo empotrado solamente (o sea, al final del traslape). En las regiones de momento positivo, se considera que el patín de compresión (patín superior) tiene apoyo lateral continuo proporcionado por la cubierta. Las especificaciones del AISI no imponen el método de análisis a ser usado y deja bajo responsabilidad del diseñador los criterios a usar.

## 2. Diseño por Flexión Pura

- **Definición de los Momentos Requeridos,  $M_u$ .**

Se debe identificar primero las combinaciones de carga que controlan el diseño. Las combinaciones de carga que deben ser consideradas se especifican en la Sección A5.1.2 del AISI 1996 (ver Art.3.1 punto 22). Se debe considerar la combinación que controle el diseño por cargas gravitacionales y por viento. Por inspección, las siguientes combinaciones de carga serán las que controlen:

a) Para diseño por cargas gravitacionales:  $1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R_r) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$

b) Para diseño por viento:  $1.2D - 1.3W$  o  $+ 1.5E$

(todos los términos están definidos en Art. 3.1, punto 22).

Para el diseño por cargas gravitacionales de la cubierta se asume que  $W = 0$ , ya que el viento en este caso actúa en sentido contrario a las cargas  $D$  y  $L_r$ . Además,  $L = 0$ , ya que estas cargas no se aplican en cubiertas. Se asume además que  $L_r$  es mayor que  $S$  y  $R_r$ . Por consiguiente, la combinación se reduce a  $1.2D + 1.6L_r$ . Para el

diseño por cargas de viento la combinación se reduce a  $1.2D - 1.3W$ , ya que  $E = 0$  debido a que la carga sísmica se considera despreciable en cubiertas metálicas ligeras comparada con la magnitud de la carga de viento. Debido a que las combinaciones de carga son igualmente válidas para combinaciones de "efectos de carga" y los momentos flexionantes son directamente proporcionales a las cargas, las combinaciones de momentos flexionantes serán:

a) Para diseño por cargas gravitacionales:  $M_u = 1.2M_D + 1.6M_{Lr}$

b) Para diseño por cargas de viento:  $M_u = 1.2M_D - 1.3M_W$

Los valores nominales de  $M_D$ ,  $M_{Lr}$  y  $M_W$  se encuentran en los diagramas de momento dados en la Fig. 3.22. A continuación se presentan los cálculos de  $M_u$ :

#### 1.-Momentos ( $M_u$ ) debido a diseño por cargas gravitacionales.

Claro extremo:

$M(+)$  máximo:  $M_u = 109.150$  Ton-cm

$M(-)$  al final del traslape derecho:  $M_u = 84.360$  Ton-cm

$M(-)$  bajo el apoyo interior:  $M_u = 151.676$  Ton-cm

Claro interior:

$M(-)$  al final del traslape izquierdo:  $M_u = 78.087$  Ton-cm

$M(+)$  máximo:  $M_u = 45.007$  Ton-cm

$M(-)$  al final del traslape derecho:  $M_u = 69.321$  Ton-cm

$M(-)$  bajo el apoyo interior:  $M_u = 100.645$  Ton-cm

#### 2.-Momentos ( $M_u$ ) para diseño por viento.

Claro extremo:

M cerca del centro del claro:  $M_u = -17.630$

Claro interior:

M cerca del centro del claro:  $M_u = -10.669$



Los momentos  $M_u$  negativos indican que la carga de viento factorizada contrarresta a la carga muerta factorizada, por lo que se invierte el sentido del momento, convirtiendo al patín superior en el patín de tensión. Debido a que la resistencia a flexión se ve afectada por este hecho, se deberá revisar la resistencia de la sección según lo indicado en el Art. 3.2.7.1.

- **Selección de Perfiles Iniciales en Función de su Resistencia a Flexión.**

Se propone seleccionar el perfil basándose en su resistencia a flexión y revisar el perfil seleccionado para las otras resistencias pertinentes y para la condición de carga por viento. La selección del perfil inicial se realizará basándose en los momentos máximos que ocurren en la región central del claro, ya que en dicha región la sección Z simple deberá resistir el momento. Como el momento máximo gravitacional excede al de viento, el gravitacional controla. Cabe mencionar que el momento negativo máximo (bajo el apoyo interior) excede al máximo positivo (en la región central), pero bajo el apoyo existirá un incremento en la resistencia a la flexión que la sección Z simple, debido a que en este lugar la sección se duplica debido al empalme.

Asuma que la resistencia de la sección se basa en el Inicio de Fluencia (ver Art. 3.2.1.1), por lo que la resistencia nominal  $M_n$  estará dada por la Ec. (3.11):  $M_n = S_e F_y$ . Para que la sección seleccionada sea aceptable se requiere que cumpla con la Ec. (3.15):  $\phi_b M_n \geq \sum \gamma_i M_i = M_u$ . Por lo tanto, si  $\phi_b M_n = M_u$  es la condición mínima aceptable, entonces  $M_n = M_u / \phi_b$ . Substituyendo éstas expresiones en la Ec. (3.11) y despejando para  $S_e$  se obtiene:

$$(S_e)_{\min} = M_u / (\phi_b F_y) \quad (3.69)$$

La Ecs. (3.69) puede considerarse como la ecuación básica para la selección inicial del perfil basándose en el Método LRFD. Asumiendo que se seleccionará una sección Z con labios atiesadores, (ver Art. 3.2.1.1) requiere que  $\phi_b = 0.95$ , Por lo tanto:

Ec. (3.69):  $(S_e)_{\min} = 109.150 \times 10^3 / [(0.95)(3514)] = 32.696 \text{ cm}^3$  para claros extremos  
 $(S_e)_{\min} = 45.007 \times 10^3 / [(0.95)(3514)] = 13.482 \text{ cm}^3$  para claros interiores

Se recomienda seleccionar una sección Z con labios atiesadores con  $S_e = 32.696 \text{ cm}^3$  en claros extremos y  $S_e = 13.482 \text{ cm}^3$  en claros internos. Es recomendable hacer una selección inicial conservadora y posteriormente optimizar el diseño. Se recurrirá al ANEXO II, Tabla 1, "Propiedades de Diseño con Respecto al Eje Fuerte, Perfiles de PROLAMSA" de la Disertación de Propiedades de Diseño con Respecto al Eje Fuerte. Se seleccionaron los siguientes perfiles:

8EP14-8x2 3/4;  $S_e = 37.273 \text{ cm}^3$

8EP16-8x2 3/4;  $S_e = 29.783 \text{ cm}^3$

El perfil 8EP12-8x2 3/4 tiene un valor mayor al valor mínimo para claros extremos y se propone para dichos claros. En los claros interiores se propone el perfil 8EP16-8x2 3/4. Se observa en primera instancia que dicho perfil está muy sobrado, ya que provee un valor de  $S_e$  que excede en más del 100% al valor requerido en claros interiores. Sin embargo, el 8EP16-8x2 3/4 es el perfil de menor espesor que ofrece el Manual de Prolamsa para un peralte de 8 plg.

Del ANEXO I de la Tabla 1 "Propiedades Geométricas No Reducidas para Secciones Z con Labios Atiesadores" se obtuvieron las siguientes propiedades geométricas relevantes:

**Perfil 8EP14-8x2 3/4:**

$t = 0.190 \text{ cm}$        $S_f = 42.199 \text{ cm}^3$        $D = 203.000 \text{ mm}$

$R = 0.396 \text{ cm}$        $I_x = 428.319 \text{ cm}^4$        $I_y = 65.476 \text{ cm}^4$

**Perfil 8EP16-8x2 3/4:**

$t = 0.152 \text{ cm}$        $S_f = 34.116 \text{ cm}^3$        $D = 203.000 \text{ mm}$

$R = 0.396 \text{ cm}$        $I_x = 346.282 \text{ cm}^4$        $I_y = 53.530 \text{ cm}^4$

## A. Claro Extremo:

### - Región de Momento Positivo Máximo:

Perfil considerado: 8EP14.

En esta región se asume que la cubierta provee apoyo lateral continuo al patín de compresión. Por consiguiente, la resistencia a flexión se calculará por el procedimiento de inicio de fluencia, [ver Art. 3.2.1.2, Ec. (3.11)].

$$\text{Ec. (3.11): } M_n = 37.273(3514) = 130977.322 \text{ kg-cm} = 130.977 \text{ Ton-cm}$$

$$\text{Ec. (3.15): } \phi_b M_n = (0.95) 130.977 = 124.428 \text{ Ton-cm} > M = 109.150 \text{ Ton-cm, OK}$$

### - Región de Momento Negativo Comprendida entre el Final del Traslape y el Punto de Inflexión:

Perfil considerado: 8EP14

En esta región se asume que el polín es una viga en voladizo con el extremo libre sin apoyo lateral. Por consiguiente, el pandeo latero-torsional deberá ser investigado y la resistencia a flexión se calculará por el procedimiento dado en el ver Art. 3.2.2.3.

Distancia del apoyo interior al punto de inflexión (ver Fig. 3.22),  $L_i = 152.00 \text{ cm}$

Longitud del traslape derecho con respecto al apoyo interior (ver Fig. 3.22),  $L_{tr} = 60.000 \text{ cm}$

Distancia sin apoyo lateral,  $L = L_i - L_{tr} = 150.00 - 60.00 = 90.00 \text{ cm}$

Para vigas en voladizo con extremo libre sin apoyo lateral,  $C_b = 1.0$

Para vigas con simetría con respecto a un punto y flexionadas con respecto a al eje perpendicular al eje de simetría usar la Ec. (3.28) para determinar  $F_e$ .

$$I_{yc} = I_y/2 = 65.476 / 2 = 32.738 \text{ cm}^4$$

$$\text{Ec. (3.28): } F_e = \pi^2(2.073 \times 10^6)(1.0)(20.30)(32.738)/[2(42.199)(90.00)^2] = 19034.41 \text{ kg/cm}^2$$

$F_e > 2.78F_y = 2.78(3514) = 9663.50 \text{ kg/cm}^2$ . Por lo tanto aplica la Ec. (3.23).

$$\text{Ec. (3.23): } F_c = F_y = 3514 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_c = S_e = 35.970 \text{ cm}^3 \text{ si } F_c = F_y.$$

Aplicando la Ec. (3.22) se obtiene:

$$\text{Ec. (3.22): } M_n = 34.116(3514) = 130977.322 \text{ kg-cm} = 130.977 \text{ Ton-cm}$$

En este caso, las Ecs. (3.11) y (3.23) producen el mismo valor de  $M_n$ , ya que la resistencia de la sección controla sobre la resistencia al pandeo latero-torsional cuando  $F_e > 2.78F_y$ . El Art. 3.2.2.3 especifica un valor de  $\phi_b = 0.90$ . Por lo tanto:

$$\text{Ec. (3.15): } \phi_b M_n = (0.90) 130.977 = 117.879 \text{ Ton-cm} > M_u = 84.360 \text{ Ton-cm, OK}$$

#### **- Región de Momento Negativo Comprendida desde el Final del Traslape hasta el Apoyo Interior.**

Perfiles considerados: 8EP14 y 8EP16 traslapados.

En esta región se asume que existe apoyo lateral adecuado. Por consiguiente, la resistencia a flexión se calculará por el procedimiento de inicio de fluencia dado en el Art. 3.2.1.2, sumando las resistencias de los polines traslapados.

$$\text{Resistencia del polín 8EP16: Ec. (3.11): } M_n = 29.783(3514) = 104.657 \text{ Ton-cm}$$

Resistencia total de los dos polines:  $M_n = 130.977 + 104.657 = 235.634 \text{ Ton-cm}$ . Por lo tanto:

$$\text{Ec. (3.15): } \phi_b M_n = (0.95) 235.634 = 223.852 \text{ Ton-cm} > M = 151.676 \text{ Ton-cm, OK}$$

Eficiencia del Diseño:  $M_u / (\phi_b M_n)$ .

$$\text{Región de } M(+)\text{max: } 109.150 / 124.428 = 0.88$$

$$\text{Región de } M(-)\text{ entre Traslape y Pt. de Inflexión: } 84.360 / 117.879 = 0.72$$

$$\text{Región de } M(-)\text{ entre Traslape y Apoyo Interno: } 151.676 / 223.852 = 0.68$$

#### **B. Claro Interior:**

##### **- Región de Momento Positivo Máximo.**

Perfil considerado: 8EP16.

En esta región se asume que la cubierta provee apoyo lateral continuo al patín de compresión. Por consiguiente, la resistencia a flexión se calculará por el procedimiento de inicio de fluencia dado en el Art. 3.2.1.2.

$$\text{Ec. (3.11): } M_n = 29.783(3514) = 104.657 \text{ Ton-cm}$$

$$\text{Ec. (3.15): } \phi_b M_n = (0.95) 104.657 = 99.42 \text{ Ton-cm} > M = 45.007 \text{ Ton-cm, OK}$$

**- Región comprendida entre el traslape izquierdo y el punto de inflexión:**

Distancia del apoyo interior al punto de inflexión (ver Fig. 3.22),  $L_i = 175.00$  cm

Longitud del traslape izquierdo con respecto al apoyo interior (ver Fig. 3.62),  $L_{tr} = 90.000$  cm

Distancia sin apoyo lateral,  $L = L_i - L_{tr} = 175.00 - 90.00 = 85.00$  cm

Para vigas en voladizo con extremo libre sin apoyo lateral,  $C_b = 1.0$

$$I_{yc} = I_y/2 = 53.53/2 = 26.765 \text{ cm}^4$$

$$\text{Ec. (3.28): } F_e = \frac{\pi^2(2.073 \times 10^6)(1.0)(20.32)(26.765)}{[2(34.116)(85)^2]} = 11274.736 \text{ kg/cm}^2$$

$$2.78F_y = 2.78(3415) = 9768.920 \text{ kg/cm}^2$$

$F_e > 2.78F_y$ . Por lo tanto aplica la Ec. (3.23).

$$\text{Ec. (3.23): } F_c = F_y = 3415 \text{ kg/cm}^2 \quad S_c = S_e = 29.783 \text{ cm}^3, \text{ si } F_c = F_y.$$

Aplicando la Ec. (3.22) se obtiene:

$$\text{Ec. (3.22): } M_n = 29.783(3514) = 104.657 \text{ Ton-cm}$$

$$\text{Ec. (5.15): } \phi_b M_n = (0.90) 104.657 = 94.191 \text{ Ton-cm} > M = 78.087 \text{ Ton-cm, OK}$$

**- Región comprendida entre el traslape derecho y el punto de inflexión:**

Distancia del apoyo interior al punto de inflexión (ver Fig. 3.22),  $L_i = 136.00$  cm

Longitud del traslape derecho con respecto al apoyo interior (ver Fig. 3.62),  $L_{tr} = 30.00$  cm

Distancia sin apoyo lateral,  $L = L_i - L_{tr} = 136.00 - 30.00 = 106.00$  cm

Para vigas en voladizo con extremo libre sin apoyo lateral,  $C_b = 1.0$

$$I_{yc} = I_y/2 = 53.53/2 = 26.765 \text{ cm}^4$$

$$\text{Ec. (5.28): } F_e = \frac{\pi^2(2.073 \times 10^6)(1.0)(20.32)(26.765)}{[2(34.116)(106)^2]} = 14499.816 \text{ kg/cm}^2$$

$$2.78F_y = 2.78(3415) = 9768.920 \text{ kg/cm}^2$$

$F_e > 2.78F_y$ . Por lo tanto aplica la Ec. (5.23).

$$\text{Ec. (5.23): } F_c = F_y = 3415 \text{ kg/cm}^2 \quad S_c = S_e = 29.783 \text{ cm}^3, \text{ si } F_c = F_y.$$

Aplicando la Ec. (5.22) se obtiene:

$$\text{Ec. (3.22): } M_n = 29.783(3514) = 104.657 \text{ Ton-cm}$$

$$\text{Ec. (3.15): } \phi_b M_n = (0.90) 104.657 = 94.191 \text{ Ton-cm} > M = 69.321 \text{ Ton-cm, OK}$$

- **Región de Momento Negativo Comprendida desde el Final del Traslape hasta el Apoyo Interior.**

Perfiles considerados: Dos 8EP16 traslapados.

Resistencia total de los dos polines:

$M_n = 2(104.657) = 209.314$  Ton-cm. Por lo tanto:

Ec. (3.15):  $\phi_b M_n = (0.95) 209.314 = 198.848$  Ton-cm  $> M = 100.645$  Ton-cm, OK

Eficiencia del Diseño:  $M_u/(\phi_b M_n)$ .

Región de  $M(+)$ max:  $45.007/99.424 = 0.45$

Región de  $M(-)$  entre Traslape Izquierdo y Pt. de Inflexión:  $78.087/94.191 = 0.83$

Región de  $M(-)$  entre Traslape Izquierdo y Pt. de Inflexión:  $69.321/94.191 = 0.74$

Región de  $M(-)$  entre Traslape y Apoyo Interno:  $100.645/198.848 = 0.51$

### 3. Diseño por Cortante Puro

- **Definición de los cortantes requeridos,  $V_u$ .**

Usando el mismo razonamiento expresado en la definición de  $M_u$ , las combinaciones críticas de cortante serán:

a) Para diseño por cargas gravitacionales:  $V_u = 1.2V_D + 1.6V_{Lr}$

b) Para diseño por cargas de viento:  $V_u = 1.2V_D - 1.3V_W$

Los valores nominales de  $V_D$ ,  $V_{Lr}$  y  $V_W$  se encuentran en los diagramas de cortante dados en la Fig. 3.22. A continuación se presentan los cálculos de  $V_u$ :

$V_u$  debido a diseño por cargas gravitacionales.

Claro extremo:

$V_u$  bajo el apoyo izquierdo:  $V_u = 537.927$  kg

$V_u$  al final del traslape derecho:  $V_u = 1043.178$  kg

$V_U$  en lado izquierdo de apoyo interior.:  $V_U = 1211.888$  kg

Claro interior:

$V_U$  en lado der. de apoyo int.:  $V_U = 1070.135$  kg

$V_U$  al final del traslape izq.:  $V_U = 817.346$  kg

$V_U$  al final del traslape der.:  $V_U = 807.781$  kg

$V_U$  bajo el apoyo central:  $V_U = 926.385$  kg

$V_U$  para diseño por viento.

Claro extremo:

$V_U$  bajo el apoyo izquierdo:  $V_U = -142.872$  kg

$V_U$  al final del traslape derecho:  $V_U = -189.938$  kg

$V_U$  en lado izquierdo de apoyo interior.:  $V_U = -220.656$  kg

Claro interior

$V_U$  en lado der. de apoyo int.:  $V_U = -194.8467$  kg

$V_U$  al final del traslape izq.:  $V_U = -148.819$  kg

$V_U$  al final del traslape der.:  $V_U = -153.293$  kg

$V_U$  bajo el apoyo central:  $V_U = -168.673$  kg

- **Definición de los Cortante de Diseño,  $\phi_v V_n$ .**

Los cortantes de diseño para almas sin agujeros se calculan según el Art. 3.2.3.2.

#### **A. Claro Extremo:**

En el claro extremo se encuentra propuesto el perfil 8EP14. El cortante máximo requerido para este perfil se ubica en el traslape derecho:  $V_u = 1043.718$  kg.

Ancho plano del alma:  $h = D - 2(R + t) = 20.30 - 2(0.396 + 0.190) = 19.128$  cm.

Relación  $h/t = 19.128/0.190 = 100.674$

Coficiente de pandeo para almas no reforzadas,  $k_v = 5.34$

Definición de los límites de  $h/t$  según la Sección C3.2.1:

$$0.96[(2.073 \times 10^6)(5.34)/3514]^{1/2} = 53.880$$

$$1.415[(2.073 \times 10^6)(5.34)/3514]^{1/2} = 79.419$$

Como  $100.674 > 79.419$  usar la Ec. (5.133) para calcular  $V_n$ :

$$\text{Ec. (3.41): } V_n = 0.905(2.073 \times 10^6)(5.34)(0.190)^3/19.128 = 3592.364 \text{ kg}$$

Para la Ec. (3.41) aplica el factor de reducción  $\phi_v = 0.90$ . Por lo tanto:

$$\phi_v V_n = 0.90(3592.364) = 3233.128 \text{ kg} > V_u = 1043.178 \text{ kg}$$

En el primer apoyo interior se traslapan los perfiles 8EP14 y 8EP16. El cortante máximo al lado izquierdo de dicho punto es:  $V = 220.656 \text{ kg}$ . La resistencia de diseño por cortante será la suma de las resistencias individuales de ambos perfiles.

Resistencia del 8EP16:

$$\text{Ancho plano del alma: } h = D - 2(R + t) = 20.30 - 2(0.396 + 0.152) = 19.752 \text{ cm.}$$

$$\text{Relación } h/t = 19.752/0.152 = 129.947$$

Coefficiente de pandeo para almas no reforzadas,  $k_v = 5.34$

Como  $129.947 > 79.419$  usar la Ec. (3.41) para calcular  $V_n$ :

$$\text{Ec. (3.41): } V_n = 0.905(2.073 \times 10^6)(5.34)(0.152)^3/19.756 = 1780.824 \text{ kg}$$

Para la Ec. (3.41) aplica el factor de reducción  $\phi_v = 0.90$ . Por lo tanto:

$$\phi_v V_n = 0.90(1780.824) = 1602.741 \text{ kg}$$

$$\text{Suma de resistencias } 3233.128 + 1642.741 = 4835.869 \text{ kg} > V_u = 1211.888 \text{ kg OK}$$

## **B. Claro Interior:**

El cortante máximo en el lado derecho del primer apoyo intermedio es:  $V_u = 1070.135 \text{ kg}$ . En este punto se traslapan los perfiles 8EP14 y 8EP16, cuya suma de resistencias es:  $4835.869 \text{ kg} > V_u = 1070.135 \text{ kg}$ , OK.

Comparando los valores del cortante en el traslape izquierdo y derecho se observa que controla el traslape izquierdo:  $V_u = 817.346 \text{ kg}$ . Entre dichos traslapes se encuentra el perfil 8EP16, cuya resistencia es:  $\phi_v V_n = 1602.741 \text{ kg} > V_u = 817.346 \text{ kg}$ , OK.



Sobre el segundo apoyo interior se traslapan dos perfiles 8EP16. El cortante máximo al lado izquierdo de dicho punto es:  $V_u = 926.385$  kg. La suma de resistencias será:  $2(1602.741) = 3205.482$  kg  $> V_u = 926.385$  kg, OK.

#### 4. Diseño por Combinación de Flexión y Cortante

Las ecuaciones de interacción de diseño para combinación de flexión y cortante para LRFD están dadas en el Art. 3.2.4.1. La ecuación de diseño para perfiles con almas no reforzadas está dada por la Ec. (3.44).

Se observa en los diagramas de momento y cortante de la Fig. 3.62 que la combinación crítica de flexión y cortante ocurre en el primer apoyo interior. Se revisarán el claro extremo e interior. En los puntos donde se traslapan los perfiles, los valores de  $M_{n\text{xo}}$  y  $V_n$  a usarse en la Ec. (3.44) corresponden a la suma de resistencias correspondiente.

##### A. Claro Extremo:

Los valores máximos de  $M_u$  y  $V_u$  para el perfil 8EP14 ocurren en el traslape derecho y están dados por:  $M_u = 84.36$  Ton-cm y  $V_u = 1043.178$  kg. Para dicho perfil sus resistencias correspondientes son:  $M_{n\text{xo}} = 130.977$  Ton-cm y  $V_n = 3592.364$  kg. Los factores de resistencia a usar en la Ec. (3.44) están dados por:  $\phi_b = 0.95$  y  $\phi_v = 0.90$ . Por lo tanto:

$$\text{Ec. (3.44): } [84.36 / ((0.95)130.977)]^2 + [1043.178 / ((0.90)3592.364)]^2 = 0.564 < 1.0, \text{ OK.}$$

Para el traslape de los perfiles 8EP14 y 8EP16 los valores máximos de  $M_u$  y  $V_u$  ocurren al lado izquierdo del primer apoyo interior y están dados por:  $M_u = 118.729$  Ton-cm y  $V_u = 808.120$  kg. Para dichos perfiles las sumas de resistencias están dadas por:  $M_{n\text{xo}} = 130.977 + 104.657 = 235.634$  Ton-cm y  $V_n = 3592.364 + 1780.824 = 5373.188$  kg. Por lo tanto:

$$\text{Ec. (3.44): } [151.676 / ((0.95)235.634)]^2 + [1211.888 / ((0.9)5376.188)]^2 = 0.522 < 1.0, \text{ OK.}$$

## B. Claro Interior:

Los valores máximos de  $M_u$  y  $V_u$  para el perfil 8EP16 ocurren en el traslape izquierdo y están dados por:  $M_u = 78.087$  Ton-cm y  $V_u = 817.346$  kg. Para dicho perfil sus resistencias correspondientes son:  $M_{n\text{xo}} = 104.657$  Ton-cm y  $V_n = 1780.824$  kg. Por lo tanto:

$$\text{Ec.(3.44):} [78.36/((0.95)104.657)]^2 + [817.346/((0.90)1780.824)]^2 = 0.877 < 1.0, \text{ OK.}$$

Para el traslape de los dos perfiles 8EP16 los valores máximos de  $M_u$  y  $V_u$  ocurren al lado derecho del apoyo central y están dados por:  $M_u = 100.645$  Ton-cm y  $V_u = 926.385$  kg. Para dichos perfiles las sumas de resistencias están dadas por:  $M_{n\text{xo}} = 2(104.657) = 209.314$  Ton-cm y  $V_n = 2(1780.824) = 3561.648$  kg. Por lo tanto:

$$\text{Ec.(3.44):} [100.645/((0.95)209.314)]^2 + [926.385/((0.90)3561.648)]^2 = 0.34 < 1.0, \text{ OK.}$$

## 5. Diseño por Aplastamiento del Alma

- **Determinación de los Aplastamientos Requeridos,  $P_u$ .**

Las combinaciones críticas de cortante serán:

- a) Para diseño por cargas gravitacionales:  $P_u = 1.2P_D + 1.6P_L$
- b) Para diseño por cargas de viento:  $P_u = 1.2P_D - 1.3P_W$

Las fuerzas de aplastamiento se obtienen directamente de los valores del diagrama de cortante en los apoyos y donde ocurren cargas concentradas. Por consiguiente, al igual que para el caso del cálculo de  $V_u$ , se puede demostrar que la combinación de fuerzas de aplastamiento debidas a cargas gravitacionales controla sobre las debidas a cargas de viento.

Las fuerzas de aplastamiento se obtienen sumando los valores de los cortantes a la derecha e izquierdo de los apoyos interiores y cargas concentradas y son iguales al cortante en los apoyos exteriores. Por lo tanto:

Aplastamiento  $P_u$  debido a diseño por cargas gravitacionales.

En el apoyo izquierdo:  $P_u = 784.632 \text{ kg}$   
En primer apoyo interior:  $P_u = 2282.022 \text{ kg}$   
En apoyo central:  $P_u = 1852.770 \text{ kg}$

- **Determinación de los Aplastamientos de Diseño,  $\phi_w P_n$ .**

Las ecuaciones de diseño para almas no agujeradas están dadas en el Art.3.2.5.1. Para el cálculo de las resistencias nominales  $P_n$  se supondrá una longitud de contacto de las reacciones en los apoyos de  $N = 15.000 \text{ cm}$ .

#### **A. Apoyos Exteriores**

En este punto la fuerza de aplastamiento esta dada por  $P_u = 784.638 \text{ kg}$ . Al no existir cargas concentradas en el claro, la condición EUP se presenta en apoyos exteriores. Los perfiles seleccionados presentan patines atiesados, por lo que la Tabla 3.2 establece que la Ec. (3.46) debe usarse para calcular  $P_n$ .

A continuación se realiza la revisión de limitantes para la aplicación de la Tabla 3.2 considerando el perfil 8EP14:

$$h/t = 100.674 < 200, \text{ OK}$$

$$N/t = 15.000/0.190 = 78.947 < 210, \text{ OK}$$

$$N/h = 15.000/19.128 = 0.784 < 3.5, \text{ OK}$$

$$R/t = 0.396/0.190 = 2.084 < 6, \text{ OK}$$

Por lo tanto, la Tabla 3.2 es aplicable en este caso.

En este caso,  $N/t > 60$ , por lo que la Sección C3.4.1 permite cambiar  $[1 + 0.01(N/t)]$  por  $[0.71 + 0.015(N/t)]$  en la Ec. (3.46).

A continuación se calculan los parámetros de la Ec. (3.46):

$$k = 894(3514/2.073 \times 10^6) = 1.515$$

$$C_1 = 1.22 - 0.22(1.515) = 0.887$$

$$C_4 = 1.15 - 0.15(2.084) = 0.837$$

$$C_9 = 0.000704$$

$$C_\theta = 0.70 + 0.30(90/90) = 1.000$$

Cálculo de la Ec. (3.46).

$$P_n = (1.90)^2(1.515)(0.887)(0.837)(0.000704)(1.0)[331 - 0.61(100.674)][0.71 + 0.015(78.947)] = 1.4564 \text{ Ton} = 1456.48 \text{ kg}$$

Según la Sección C3.4.1 para almas no reforzadas,  $\phi_w = 0.75$ . Por lo tanto,

$$\phi_w P_n = (0.75)1456.48 = 1092.363 \text{ kg} > 784.632 \text{ kg OK}$$

## B. Apoyos Interiores

En el primer apoyo interior la fuerza de aplastamiento esta dada por  $P_u = 2282.002$  kg. En este punto coinciden los perfiles 8EP14 y 8EP16, por lo que la resistencia total será la suma de las resistencias individuales. En este punto se presenta la condición IUP, por lo que la Tabla 3.2 establece el uso de la Ec. (3.49) para calcular  $P_n$ .

Perfil: 8EP14:

La aplicabilidad de la Tabla 3.2 se estableció anteriormente para este perfil.

Como  $N/t > 60$ , la Sección C3.4.1 permite cambiar  $[1 + 0.007(N/t)]$  por  $[0.75 + 0.011(N/t)]$  en la Ec.(3.49).

$$C_2 = 1.06 - 0.06(2.084) = 0.935 \leq 1 \text{ OK}$$

$$P_n = (1.90)^2(1.515)(0.887)(0.935)(0.000704)(1.0)[538 - 0.74(100.674)][0.75 + 0.011(78.947)] = 2.6998 \text{ Ton} = 2699.81 \text{ kg}$$

Perfil 8EP16:

Revisión de la aplicabilidad de la Tabla 3.2:

$$h/t = 129.947 < 200, \text{ OK}$$

$$N/t = 15.000/0.152 = 98.684 < 210, \text{ OK}$$

$$N/h = 15.000/19.752 = 0.759 < 3.5, \text{ OK}$$

$$R/t = 0.396/0.152 = 2.605 < 6, \text{ OK}$$

Por lo tanto, la Tabla 3.2 es aplicable en este caso.

$$C_2 = 1.06 - 0.06(2.605) = 0.904 \leq 1 \text{ OK}$$

$$\text{Ec.(3.49)} P_n = (1.52)^2(1.515)(0.887)(0.904)(0.000704)(1.0)[538 - 0.74(129.997)][0.75 + 0.011(98.684)] = 1.60274 \text{ Ton} = 1602.747 \text{ kg}$$



Por lo tanto, la suma de resistencias será:  $P_n = 2699.81 + 1602.747 = 4302.557 \text{ Kg}$

Para perfiles Z empalmados, el Art. 3.2.5.1 establece que  $\phi_w = 0.75$ .

$$\phi_w P_n = (0.75)4302.557 = 3226.917 \text{ kg} > 2282.022 \text{ kg OK}$$

En el apoyo central la fuerza de aplastamiento está dada por:  $P_u = 1852.770 \text{ kg}$ . Al igual que en el primer apoyo interior, en este punto existe la condición de carga IUP, por lo que la Ec. (3.49) es aplicable. En este punto coinciden dos perfiles 8EP16, por lo que la suma de resistencias será:

$$P_n = 2(1602.747) = 3209.494 \text{ kg}$$

$$\phi_w P_n = (0.75)3209.494 = 2407.120 \text{ kg} > 1852.770 \text{ kg OK}$$

## 6. Diseño por Combinación de Aplastamiento del Alma y Flexión

Las ecuaciones de diseño para combinación de flexión y aplastamiento del alma, (ver Art. 3.2.6.3). Para perfiles Z empalmados, y LRFD aplica la Ec. (3.61). Dicha combinación es crítica en los apoyos interiores.

### A. Primer Apoyo Interior

Los valores máximos de las resistencias requeridas en este punto están dadas por:  $M_u = 151.676 \text{ Ton-cm}$  y  $P_u = 2282.022 \text{ kg}$ . En este punto aplica la condición IUP y la Ec. (3.59) y actúa el traslape de los perfiles 8EP14 y 8EP16. Las resistencias nominales totales están dadas por la suma de las resistencias nominales individuales:  $M_{n\text{xo}} = 235.634 \text{ Ton-cm}$  y  $P_n = 4302.557 \text{ kg}$ . Los factores de resistencia están dados por:  $\phi = 0.90$ . Ec. (3.61):

$$(2282.022/4302.557) + (151.575/235.634) = 1.173 < 1.68(0.90) = 1.512 \text{ OK}$$

### B. Apoyo Central

Los valores máximos de las resistencias requeridas en este punto están dadas por:  $M_u = 100.645 \text{ Ton-cm}$  y  $P_u = 1852.770 \text{ kg}$ . En este punto también aplica la condición IUP y la Ec. (3.59) y actúa el traslape de dos perfiles 8EP16. Las resistencias nominales totales están dadas por la suma de las resistencias nominales individuales:  $M_{n\text{xo}} = 209.314 \text{ Ton-cm}$  y  $P_n = 4302.557 \text{ kg}$ . Ec. (3.31):

$$(1852.770/4302.557) + (100.645/209.314) = 0.911 < 1.68(0.90) = 1.512, \text{ OK.}$$

## 7. Revisión de la Condición de Succión por Viento

Debido a que durante el cálculo de  $M_u$  para la condición de succión por viento se presentaron cambios en el sentido del momento, el patín superior será el patín de tensión. Los valores máximos de  $M_u$  ocurrieron cerca del centro de los claros están dados por:  $M_u = -17.630$  Ton-cm y  $-10.669$  Ton-cm para los claros extremos e interiores, respectivamente.

La ecuación de diseño para cuando el patín de tensión se encuentra atornillado a la lámina de cubierta, (ver Art. 3.2.7.1). En este caso, para perfiles Z continuos,  $R = 0.70$ . El factor de resistencia está dado por  $\phi_b = 0.90$

### A. Cerca del Centro de Claros Extremos

Actúa el perfil 9EP14 ( $S_e = 37.273$  cm<sup>3</sup>). Por lo tanto:

$$\text{Ec. (3.62): } M_n = 0.70(3514)(37.273) = 91684.125 \text{ kg-cm} = 91.684 \text{ Ton-cm}$$

$$\phi_b M_n = 0.90(91.684) = 82.516 \text{ Ton-cm} > 17.630 \text{ Ton-cm, OK.}$$

### B. Cerca del Centro de Claros Interiores

Actúa el perfil 8EP16 ( $S_e = 29.783$  cm<sup>3</sup>). Por lo tanto:

$$\text{Ec. (3.62): } M_n = 0.70(3514)(29.783) = 73260.223 \text{ kg-cm} = 73.260 \text{ Ton-cm}$$

$$\phi_b M_n = 0.90(73.260) = 65.934 \text{ Ton-cm} > 10.669 \text{ Ton-cm, OK.}$$

## 8. Cálculo de Fuerzas de Anclaje

Para polines Z con claros múltiples con puntos de restricción en los apoyos debe usarse la Ec.(3.66) dada en el Art. 3.2.8.1. Se consideran anclajes en cada quinto polín.

$$\theta = \tan^{-1}(6/100) = 3.434^\circ$$

$$b = 6.90 \text{ cm}$$

$$d = 20.30 \text{ cm}$$

$$L = 710 \text{ cm}$$

$$t = 0.190 \text{ cm y } 0.152 \text{ cm}$$

$$W = nL(1.2w_D + 1.6w_{Lr}) = 5(7.10)((1.2)57.0 + (1.3)133.0) = 9982.60 \text{ kg/m}$$

#### A. Condición de Carga Gravitacional

##### Claro extremo:

$$t = 0.190 \text{ cm}$$

Ec. (3.66):

$$P_L = C_{tr} \left\{ \left( (0.053)(6.9)^{1.88} (710)^{0.13} (\cos 3.434^\circ) \right) / \left( (5)^{0.95} (20.3)^{1.07} (0.190)^{0.95} \right) - \right. \\ \left. \sin 3.434^\circ \right\} (9982.60) = 1331.215 C_{tr}$$

##### Claro interior:

$$t = 0.152 \text{ cm}$$

Ec. (3.66):

$$P_L = C_{tr} \left\{ \left( (0.053)(6.9)^{1.88} (710)^{0.13} (\cos 3.434^\circ) \right) / \left( (5)^{0.95} (20.3)^{1.07} (0.152)^{0.94} \right) - \right. \\ \left. \sin 3.434^\circ \right\} (9982.60) = 1781.434 C_{tr}$$

El Art. 3.2.8.1 establece los valores de  $C_{tr}$  es función de la ubicación de los apoyos:

Para apoyos extremos:  $C_{tr} = 0.63$ . Por lo tanto:  $P_L = 1331.215 (0.63) = 838.665 \text{ kg}$

Para primer apoyo interno:  $C_{tr} = 0.87$ . Se promedia la contribución de polines adyacentes:

$$P_L = 0.87(1331.215 + 1781.434)/2 = 1354.00 \text{ kg}$$

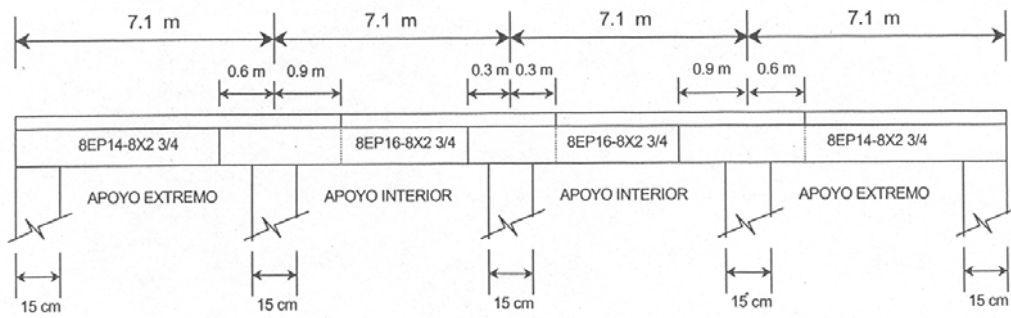
Para apoyo central:  $C_{tr} = 0.81$ . Se promedia la contribución de polines adyacentes:

$$P_L = 0.81(1781.434)/2 = 1442.962 \text{ kg}$$

### B. Condición de Succión por Viento:

$W = nL(1.2w_D - 1.6w_w) = 5(7.10)((1.2)57 - (1.6)92) = -1817.60 \text{ kg} < 9982.60 \text{ kg}$ , por lo que controla el anclaje para carga gravitacional.

### Diseño Final:





**Ejemplo 3.2** Diseñe por el Método ASD un polín de sección Z a ser usado en una cubierta con pendiente del 5% para las condiciones de apoyo y carga mostradas en la Fig. 3.23. Se requiere además considerar el diseño por viento y determinar las fuerzas de anclaje en apoyos laterales. Consideren apoyos laterales en los extremos de cada claro y que las fuerzas acumuladas en dichos apoyos se transmiten (anclaje) a la estructura principal a cada quinto polín. Considere  $F_y = 3514 \text{ kg/cm}$ .

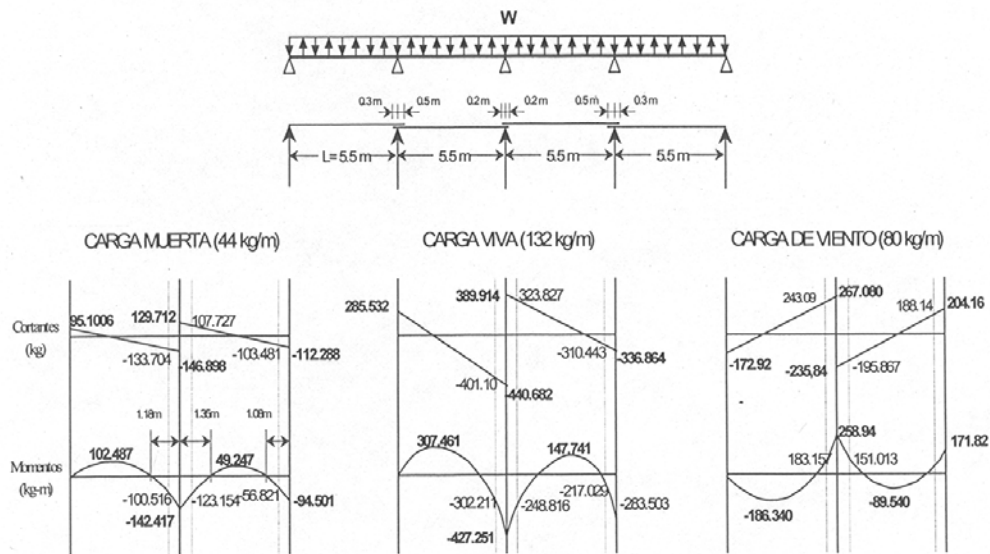


Fig.3.23 Ejemplo 3.2

## 1. Criterios de Diseño

Considerar los mismos criterios expuestos en el Ejemplo 3.1.

## 2. Diseño por Flexión Pura

- **Definición de los Momentos Requeridos, M.**

Se debe identificar primero las combinaciones de carga que controlan el diseño. Las combinaciones de carga que deben ser consideradas se especifican en el Artículo 3.1, punto 22. Se debe considerar la combinación que controle el diseño por cargas

gravitacionales y por viento. Por inspección, las siguientes combinaciones de carga serán las que controlen:

- a) Para diseño por cargas gravitacionales:  $D + L_r$
- b) Para diseño por viento:  $= 0.75(D - W)$ . (ver Art. 3.1, punto 22) permite que las combinaciones de carga que incluyan cargas de viento o sismo sean multiplicadas por un factor de reducción de 0.75

Donde todos los términos se definen en el Art. 3.1, punto 22.

Debido a que las combinaciones de carga son igualmente válidas para combinaciones de "efectos de carga" y los momentos flexionantes son directamente proporcionales a las cargas, las combinaciones de momentos flexionantes serán:

- a) Para diseño por cargas gravitacionales:  $M = M_D + M_{Lr}$
- b) Para diseño por cargas de viento:  $M = 0.75(M_D - M_W)$

Los valores nominales de  $M_D$ ,  $M_{Lr}$  y  $M_W$  se encuentran en los diagramas de momento dados en la Fig. 3.23. A continuación se presentan los cálculos de M:

a).-Momentos (M) debido a diseño por cargas gravitacionales.

$$M = M_D + M_{Lr}$$

Claro extremo:

M(+) máximo:  $M = 40,995 \text{ Ton-cm}$

M(-) al final del traslape derecho:  $M = 40,273 \text{ Ton-cm}$

M(-) bajo el apoyo interior:  $M = 56,967 \text{ Ton-cm}$

Claro interior:

M(-) al final del traslape izquierdo:  $M = 37,197 \text{ Ton-cm}$

M(+) máximo:  $M = 19,699 \text{ Ton-cm}$

M(-) al final del traslape derecho:  $M = 27,385 \text{ Ton-cm}$

M(-) bajo el apoyo interior:  $M = 37,800 \text{ Ton-cm}$

b).- Momentos (M) para diseño por viento.

$$M = 0.75(M_D - M_W)$$

Claro extremo:

M cerca del centro del claro:  $M = -6,289 \text{ Ton-cm}$

Claro interior:

M cerca del centro del claro:  $M = -3,022 \text{ Ton-cm}$

Los momentos M negativos indican que la carga de viento factorizada contrarresta a la carga muerta factorizada, por lo que se invierte el sentido del momento, convirtiendo al patín superior en el patín de tensión. Debido a que la resistencia a flexión se ve afectada por este hecho, se deberá revisar la resistencia de la sección según lo indicado el Artículo 3.2.7.1.

- **Selección de Perfiles Iniciales en Función de su Resistencia a Flexión:**

Se propone seleccionar el perfil en base a su resistencia a flexión y revisar el perfil seleccionado para las otras resistencias pertinentes y para la condición de carga por viento.

La selección del perfil inicial se realizará en base a los momentos máximos que ocurren en la región central del claro, ya que en dicha región la sección Z simple deberá resistir el momento. Como el momento máximo gravitacional excede al de viento, el gravitacional controla. Cabe mencionar que el momento negativo máximo (bajo el apoyo interior) excede al máximo positivo (en la región central), pero bajo el apoyo existirá un empalme de dos secciones Z, el cual tendrá una mayor resistencia a la flexión que la sección Z simple.

Asuma que la resistencia de la sección se basa en el Inicio de Fluencia (Art. 3.2.1.2), por lo que la resistencia nominal  $M_n$  estará dada por la Ec. (3.11):  $M_n = S_e F_y$ . Para que la sección seleccionada sea aceptable se requiere que cumpla con la Ec.

(3.14):  $M_n/\Omega_b \geq \Sigma M_i = M$ . Por lo tanto, si  $M_n/\Omega_b = M$  es la condición mínima aceptable, entonces  $M_n = \Omega_b M$ . Substituyendo ésta expresión en la Ec. (3.11) y despejando para  $S_e$  se obtiene:

$$(S_e)_{min} = \frac{\Omega_b M}{F_y} \quad (3.70)$$

La Ec. (3.70) puede considerarse como la ecuación básica para la selección inicial del perfil en base al Método ASD. Asumiendo que se seleccionará una sección Z con labios atiesadores, (ver Art. 3.2.1.2) requiere que  $\Omega_b = 1.67$ . Por lo tanto:

Ec. (3.70):  $-(S_e)_{min} = (1.67)(40.273 \times 10^3 / 3514) = 19.139 \text{ cm}^3$  para claros extremos.  
 $-(S_e)_{min} = (1.67)(19.699 \times 10^3 / 3514) = 9.362 \text{ cm}^3$  para claros interiores.

Se recomienda seleccionar una sección Z con labios atiesadores con  $S_e \geq 19.139 \text{ cm}^3$  en claros extremos y  $S_e \geq 9.362 \text{ cm}^3$  en claros internos. Es recomendable hacer una selección inicial conservadora y posteriormente optimizar el diseño. Se recurrirá al ANEXO II, Tabla 2, "Propiedades de Diseño con Respecto al Eje Fuerte, Perfiles de PROLAMSA" de la Disertación de Propiedades de Diseño con Respecto al Eje Fuerte. Se seleccionaron los siguientes perfiles:

Para Claro Extremo: 6EP12-6x2;  $S_e = 32.081 \text{ cm}^3$   
 Para Claro Interior: 6EP16-6x2;  $S_e = 19.137 \text{ cm}^3$

Se seleccionará el perfil 6EP12-6x2 para los claros extremos. En los claros interiores se propone el perfil 6EP16-6x2.

Del ANEXO I, Tabla 2 "Propiedades Geométricas No Reducidas para Secciones Z con Labios Atiesadores" de la Disertación de Propiedades de Diseño con Respecto al Eje Fuerte, se obtuvieron las siguientes propiedades geométricas relevantes:

**Perfil 6EP12-6x2:**

$$\begin{array}{lll} t = 0.266 \text{ cm} & S_f = 31.851 \text{ cm}^3 & A'=D = 152.000 \text{ mm} \\ R = 0.396 \text{ cm} & I_x = 242.065 \text{ cm}^4 & I_y = 37.110 \text{ cm}^4 \end{array}$$

**Perfil 6EP16-6x2:**

$$\begin{array}{lll} t = 0.152 \text{ cm} & S_f = 18.989 \text{ cm}^3 & A'=D = 152.000 \text{ mm} \\ R = 0.396 \text{ cm} & I_x = 144.318 \text{ cm}^4 & I_y = 23.099 \text{ cm}^4 \end{array}$$

Cabe mencionar, las ecuaciones para calcular cada propiedad geométrica se encuentran en el ANEXO I.

• **Definición de los Momentos de Diseño,  $M_n/\Omega_b$**

**A. Claro Extremo:**

**- Región de Momento Positivo Máximo:**

Perfil considerado: 6EP12-6x2.

En esta región se asume que la cubierta provee apoyo lateral continuo al patín de compresión. Por consiguiente, la resistencia a flexión se calculará por el procedimiento de inicio de fluencia dado en el Art. 3.2.1.2, Ec. (3.11).

$$\text{Ec. (3.11): } M_n = 32.081(3514) = 112,732.634 \text{ kg-cm} = 112.733 \text{ Ton-cm}$$

$$\text{Ec. (3.14): } M_n/\Omega_b = 112.733/1.67 = 67.505 \text{ Ton-cm} > M = 40.273 \text{ Ton-cm, OK}$$

**- Región de Momento Negativo Comprendida entre el Final del Traslape y el Punto de Inflexión:**

Perfil considerado: 6EP12-6x2.

En esta región se asume que el polín es una viga en voladizo con el extremo libre sin apoyo lateral. Por consiguiente, el pandeo latero-torsional deberá ser investigado y la resistencia a flexión se calculará por el procedimiento dado en el Art. 3.2.2.3.

Distancia del apoyo interior al punto de inflexión (ver Fig. 3.23),  $L_i = 118.00 \text{ cm}$   
Longitud del traslape derecho con respecto al apoyo interior (ver Fig. 3.23),  $L_{tr} = 30.00 \text{ cm}$

Distancia sin apoyo lateral,  $L = L_i - L_r = 118.00 - 30.00 = 88.00$  cm

Para vigas en voladizo con extremo libre sin apoyo lateral,  $C_b = 1.0$

Para vigas con simetría con respecto a un punto y flexionadas con respecto a al eje perpendicular al eje de simetría usar la Ec. (3.28) para determinar  $F_e$ .

$$I_{yc} = I_y/2 = 37.110/2 = 18.555 \text{ cm}^4$$

$$\text{Ec. (3.28): } F_e = \pi^2[(2.073 \times 10^6)(1.0)(15.20)(18.555)]/[2(31.851)(88.00)^2] = 11697.288 \text{ kg/cm}^2$$

$F_e \geq 2.78F_y = 2.78(3514) = 9768.92 \text{ kg/cm}^2$ . Por lo tanto aplica la Ec. (3.24).

$$\text{Ec. (3.24): } F_c = F_y = 3514 \text{ kg/cm}^2$$

$S_c = S_e = 32.081 \text{ cm}^3$  cuando  $F_c = F_y$ . Aplicando la Ec. (3.23) se obtiene:

$$\text{Ec. (3.23): } M_n = 32.081(3514) = 112732.634 \text{ kg-cm} = 112.732 \text{ Ton-cm}$$

En este caso, las Ecs. (3.11) y (3.23) produce el mismo valor de  $M_n$ , ya que la resistencia de la sección controla sobre la resistencia al pandeo latero-torsional cuando  $F_e > 2.78F_y$ . El Art. 3.2.2.3 especifica un valor de  $\Omega_b = 1.67$ .

Por lo tanto:

$$M_n/\Omega_b = 67.504 \text{ Ton-cm} > M = 40.273 \text{ Ton-cm, OK}$$

#### **- Región de Momento Negativo Comprendida desde el Final del Traslape hasta el Apoyo Interior.**

Perfiles considerados: 6EP12-6x2 y 6EP16-6x2 traslapados.

En esta región se asume que existe apoyo lateral adecuado. Por consiguiente, la resistencia a flexión se calculará por el procedimiento de inicio de fluencia dado en el Art. 3.2.1.2, sumando las resistencias de los polines traslapados.

Resistencia del polín 6EP16-6x2:

$$\text{Ec. (3.11): } M_n = 19.137(3514) = 67.247 \text{ Ton-cm}$$

Resistencia total de los dos polines:  $M_n = 112.733 + 67.247 = 179.980 \text{ Ton-cm}$ . Por lo tanto:

$$M_n/\Omega_b = 179.980/1.67 = 107.772 \text{ Ton-cm} > M = 56.967 \text{ Ton-cm, OK}$$

**Eficiencia del Diseño:  $\Omega_b M/M_n$ .**

Región de M(+)max:  $1.67(40.995)/112.733 = 0.61$

Región de M(-) entre Traslape y Pt. de Inflexión:  $1.67(40.273)/112.733 = 0.60$

Región de M(-) entre Traslape y Apoyo Interno:  $1.67(56.967)/179.980 = 0.53$

Esto equivale a una eficiencia máxima para la resistencia a flexión de 0.61 para el claro extremo, la cual se considera baja.

**B. Claro Interior**

**- Región de Momento Positivo Máximo.**

Perfil considerado: 6EP16-6x2.

En esta región se asume que la cubierta provee apoyo lateral continuo al patín de compresión. Por consiguiente, la resistencia a flexión se calculará por el procedimiento de inicio de fluencia dado en el Art.3.2.1.2.

Ec. (3.11):  $M_n = 19.137(3514)=67.247$  Ton-cm

Ec. (3.14):  $M_n/\Omega_b = 67.247/1.67 = 40.268$  Ton-cm  $> M = 19.699$  Ton-cm, OK

**- Región de Momento Negativo Comprendida entre el Traslape Izquierdo y el Punto de Inflexión:**

Perfil considerado: 6EP16-6x2.

En esta región se asume que el polín es una viga en voladizo con el extremo libre sin apoyo lateral. Por consiguiente, el pandeo latero-torsional deberá ser investigado y la resistencia a flexión se calculará por el procedimiento dado en el Art. 3.2.2.3.

Para vigas con simetría con respecto a un punto y flexionadas con respecto a al eje perpendicular al eje de simetría usar la Ec. (3.28) para determinar  $F_e$ .

Región comprendida entre el traslape izquierdo y el punto de inflexión:

Distancia del apoyo interior al punto de inflexión (ver Fig. 3.23),  $L_i = 135.00$  cm

Longitud del traslape izquierdo con respecto al apoyo interior (ver Fig. 3.22),  $L_{tr} = 50.00$  cm

Distancia sin apoyo lateral,  $L = L_i - L_{tr} = 135.00 - 50.00 = 85.00$  cm

Para vigas en voladizo con extremo libre sin apoyo lateral,  $C_b = 1.0$

$$I_{yc} = I_y/2 = 23.099/2 = 11.550 \text{ cm}^4$$

$$\text{Ec. (3.28): } F_e = \pi^2[(2.073 \times 10^6)(1.0)(15.20)(11.550)/[2(18.989)(85.00)^2] = 13090.453 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_e \geq 2.78F_y = 2.78(3514) = 9768.92 \text{ kg/cm}^2. \text{ Por lo tanto aplica la Ec. (3.24).}$$

$$\text{Ec. (3.24): } F_c = F_y = 3514 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_c = S_e = 19.137 \text{ cm}^3 \text{ cuando } F_c = F_y. \text{ Aplicando la Ec. (3.23) se obtiene:}$$

$$\text{Ec. (3.23): } M_n = 19.137(3514) = 67.247 \text{ Ton-cm}$$

$$M_n/\Omega_b = 67.247/1.67 = 40.268 \text{ Ton-cm} > M = 37.197 \text{ Ton-cm, OK}$$

**- Región comprendida entre el traslape derecho y el punto de inflexión:**

Distancia del apoyo interior al punto de inflexión (ver Fig. 3.23),  $L_i = 106.00 \text{ cm}$

Longitud del traslape derecho con respecto al apoyo interior (ver Fig. 3.23),

$$L_{tr} = 20.00 \text{ cm}$$

$$\text{Distancia sin apoyo lateral, } L = L_i - L_{tr} = 106.00 - 20.00 = 86.00 \text{ cm}$$

Como  $L = 86.00 \text{ cm} \approx 85.00 \text{ cm}$ , la resistencia en la región del traslape derecho  $M_n/\Omega_b$  será aproximadamente igual que la del traslape izquierdo, por lo tanto, la resistencia requerida en el traslape derecho aproximadamente igual ( $M = 27.385 \text{ Ton-cm}$ ), el perfil cumple.

**- Región de Momento Negativo Comprendida desde el Final del Traslape hasta el Apoyo Interior.**

Perfiles considerados: Dos 6EP16-6x2 traslapados.

En esta región se asume que existe apoyo lateral adecuado. Por consiguiente, la resistencia a flexión se calculará por el procedimiento de inicio de fluencia dado en el Art. 3.2.1.2, sumando las resistencias de los polines.

$$\text{Resistencia total de los dos polines: } M_n = 2(67.247) = 134.494 \text{ Ton-cm.}$$

Por lo tanto:

$$M_n/\Omega_b = 134.494/1.67 = 80.535 \text{ Ton-cm} > M = 37.800 \text{ Ton-cm, OK}$$



**Eficiencia del Diseño:  $\Omega_b M/M_n$ .**

Región de M(+)max:  $1.67(19.699)/67.247 = 0.49$

Región de M(-) entre Traslape y Pt. de Inflexión:  $1.67(37.197)/67.247 = 0.92$

Región de M(-) entre Traslape y Apoyo Interno:  $1.67(27.385)/67.247 = 0.68$

Esto equivale a una eficiencia máxima para la resistencia a flexión de 0.92 para el claro interior, la cual puede considerarse aceptable.

**3. Diseño por Cortante Puro**

• **Definición de los cortantes requeridos, V**

Usando el mismo razonamiento expresado en la definición de M, las combinaciones críticas de cortante serán:

c) Para diseño por cargas gravitacionales:  $V = V_D + V_{Lr}$

d) Para diseño por cargas de viento:  $V = 0.75(V_D - V_W)$

Los valores nominales de  $V_D$ ,  $V_{Lr}$  y  $V_W$  se encuentran en los diagramas de cortante dados en la Fig. 3.23. A continuación se presentan los cálculos de V:

a).- V debido a diseño por cargas gravitacionales.

$$V = V_D + V_{Lr}$$

| Claro extremo:                | kg               |
|-------------------------------|------------------|
| V bajo el apoyo izquierdo:    | $V = 380,638$ kg |
| V al final del traslape der.: | $V = 534,804$ kg |
| V en lado izq. de apoyo int.: | $V = 587,580$ kg |
| Claro interior:               |                  |
| V en lado der. de apoyo int.: | $V = 519,626$ kg |
| V al final del traslape izq.: | $V = 431,554$ kg |
| V al final del traslape der.: | $V = 413,924$ kg |
| V bajo el apoyo central:      | $V = 449,152$ kg |

Se puede demostrar que en todos los puntos calculados, los cortantes por cargas gravitacionales exceden a los cortantes por cargas de viento. Debido a que el sentido del cortante no afecta la resistencia al cortante, el diseño por cortante se realizará para los cortantes por carga gravitacional.

- **Definición de los Cortante de Diseño,  $V_n/\Omega_w$**

Los cortantes de diseño para almas sin agujeros se calculan según el Art. 3.2.3.3.

**A. Claro Extremo:**

En el claro extremo se encuentra propuesto el perfil 6EP12-6x2. El cortante máximo requerido para este perfil se ubica en el traslape derecho:  $V = 534.804$  kg.

Ancho plano del alma:  $h = D - 2(R + t) = 15.20 - 2(0.396 + 0.266) = 13.876$  cm.

Relación  $h/t = 13.876/0.266 = 52.165$

Coefficiente de pandeo para almas no reforzadas,  $k_v = 5.34$

Definición de los límites de  $h/t$  según el Art. 3.2.3.3:

$$0.96[(2.073 \times 10^6)(5.34)/3514]^{1/2} = 53.882$$

Como  $h/t < 53.882$ . Entonces usar la Ec.(3.39).

$$\text{Ec. (3.39): } V_n = 0.60(3514)(13.876)(0.266) = 7782.138 \text{ Kg}$$

Para la Ec. (3.39) aplica el factor de reducción  $\Omega_w = 1.50$  Por lo tanto:

$$V_n/\Omega_w = 7782.138/1.50 = 5188.092 \text{ kg} > V = 534.804 \text{ kg, OK}$$

En el primer apoyo interior se traslapan los perfiles 6EP12-6X2 y 6EP16-6x2. El cortante máximo al lado izquierdo de dicho punto es:  $V = 587.580$  kg. La resistencia de diseño por cortante será la suma de las resistencias individuales de ambos perfiles.

Resistencia del 6EP16-6x2:

Ancho plano del alma:  $h = D - 2(R + t) = 15.20 - 2(0.396 + 0.152) = 14.104$  cm.

Relación  $h/t = 14.104 / 0.152 = 92.789$

$$0.96[(2.073 \times 10^6)(5.34)/3514]^{1/2} = 53.882$$

$$1.415[(2.073 \times 10^6)(5.34)/3514]^{1/2} = 79.419$$

Como  $92.789 > 79.419$  usar la Ec. (3.41) para calcular  $V_n$ :

$$\text{Ec. (3.41): } V_n = 0.905(2.073 \times 10^6)(5.34)(0.152)^3/14.104 = 2494.466 \text{ kg}$$

Para la Ec. (3.41) aplica el factor de reducción  $\Omega_w = 1.67$ . Por lo tanto:

$$V_n/\Omega_w = 2494.466/1.67 = 1493.692 \text{ kg}$$

Suma de resistencias:  $1493.692 + 5188.092 = 6681.784 \text{ kg} > V = 587.580 \text{ kg}$ , OK

#### **B. Claro Interior:**

El cortante máximo en el lado derecho del primer apoyo intermedio es:  $V = 519.626 \text{ kg}$ . En este punto se traslapan los perfiles 6EP12-6x2 y 6EP16-6x2, cuya suma de resistencias es:  $6681.784 \text{ kg} > V = 519.626 \text{ kg}$ , OK.

Comparando los valores del cortante en el traslape izquierdo y derecho se observa que controla el traslape izquierdo:  $V = 431.554 \text{ kg}$ . Entre dichos traslapes se encuentra el perfil 6EP16-6x2, cuya resistencia es:

$$1493.692 \text{ kg} > V = 431.554 \text{ kg}$$
, OK.

Sobre el segundo apoyo interior se traslapan dos perfiles 6EP16-6x2. El cortante máximo al lado izquierdo de dicho punto es:  $V = 449.152 \text{ kg}$ .

La suma de resistencias será:

$$2(1493.692) = 2987.384 \text{ kg} > V = 449.152 \text{ kg}$$
, OK.

#### **4. Diseño por Combinación de Flexión y Cortante**

Las ecuaciones de interacción de diseño para combinación de flexión y cortante para ASD están dadas en el Art. 3.2.4.1. La ecuación de diseño para perfiles con almas no reforzadas está dada por la Ec. (3.43).

Se observa en los diagramas de momento y cortante de la Fig. 3.23 que la combinación crítica de flexión y cortante ocurre en el primer apoyo interior. Se revisarán el claro extremo e interior. En los puntos donde se traslapan los perfiles, los

valores de  $M_{n_{xo}}$  y  $V_n$  a usarse en la Ec. (3.43) corresponden a la suma de resistencias correspondiente.

#### **A. Claro Extremo:**

Los valores máximos de  $M$  y  $V$  para el perfil 6EP12-6x2 ocurren en el traslape derecho y están dados por:  $M = 40.273$  Ton-cm y  $V = 534.804$  kg. Para dicho perfil sus resistencias correspondientes son:  $M_{n_{xo}} = 112.733$  Ton-cm y  $V_n = 7782.138$  kg. Los factores de resistencia a usar en la Ec. (3.43) están dados por:  $\Omega_b = 1.67$  y  $\Omega_w = 1.50$ . Por lo tanto:

$$\text{Ec. (3.43): } [1.67(40.273)/112.733]^2 + [1.50(534.804)/7782.138]^2 = 0.367 < 1.0, \text{ OK.}$$

Para el traslape de los perfiles 6EP12-6x2 y 6EP16-6x2 los valores máximos de  $M$  y  $V$  ocurren al lado izquierdo del primer apoyo interior y están dados por:  $M = 56.967$  Ton-cm y  $V = 587.580$  kg. Para dichos perfiles las sumas de resistencias están dadas por:  $M_{n_{xo}} = 179.980$  Ton-cm y  $V_n = 7782.138 + 2494.466 = 10276.604$  kg. Los factores de resistencia a usar en la Ec. (3.43) están dados por:  $\Omega_b = \Omega_w = 1.67$ . Por lo tanto:

$$\text{Ec. (3.43): } [1.67(56.967)/179.98]^2 + [1.67(587.580)/10276.604]^2 = 0.289 < 1.0, \text{ OK.}$$

#### **B. Claro Interior:**

Los valores máximos de  $M$  y  $V$  para el perfil 6EP16-6x2 ocurren en el traslape izquierdo y están dados por:  $M = 37.197$  Ton-cm y  $V = 431.554$  kg. Para dicho perfil sus resistencias correspondientes son:  $M_{n_{xo}} = 67.247$  Ton-cm y  $V_n = 2494.466$  kg. Por lo tanto:

$$\text{Ec. (3.43): } [1.67(37.197)/67.247]^2 + [1.67(431.554)/2494.466]^2 = 1.213 > 1.0$$

El perfil no cumple en este punto. Se recomienda extender el traslape hasta alcanzar valores de  $V$  y  $M$  que permitan que cumpla la Ec. (3.43) o se puede cambiar el perfil en el claro interior.

NOTA: Por diseño se debe pasar al siguiente perfil (6EP14-6x2), y todas las revisiones anteriores se cumplen satisfactoriamente para el perfil 6EP16-6x2 que es

menor, por lo tanto, las revisiones anteriormente realizadas cumplirán con dicho perfil propuesto. Por fines de ejemplo se continuo con las revisiones del mismo perfil seleccionado inicialmente (6EP16-6x2).

Para el traslape de los dos perfiles 6EP16-6x2 los valores máximos de M y V ocurren al lado derecho del apoyo central y están dados por:  $M = 37.800 \text{ Ton-cm}$  y  $V = 449.152 \text{ kg}$ . Para dichos perfiles las sumas de resistencias están dadas por:  $M_{n\text{xo}} = 134.494 \text{ Ton-cm}$  y  $V_n = 2(2494.466) = 4988.932 \text{ kg}$ . Por lo tanto:

Ec. (3.43):  $[1.67(37.80)/134.494]^2 + [1.67(449.152)/4988.932]^2 = 0.243 < 1.0$ , OK.

## 5. Diseño por Aplastamiento del Alma

### • Determinación de los Aplastamientos Requeridos, P

Las combinaciones críticas de cortante serán:

- Para diseño por cargas gravitacionales:  $P = P_D + P_{Lr}$
- Para diseño por cargas de viento:  $P = 0.75(P_D - P_W)$

Las fuerzas de aplastamiento se obtienen directamente de los valores del diagrama de cortante en los apoyos y donde ocurren cargas concentradas. Por consiguiente, al igual que para el caso del cálculo de V, se puede demostrar que la combinación de fuerzas de aplastamiento debidas a cargas gravitacionales controla sobre las debidas a cargas de viento.

La fuerzas de aplastamiento se obtienen sumando los valores de los cortantes a la derecha e izquierdo de los apoyos interiores y cargas concentradas y son iguales al cortante en los apoyos exteriores. Por lo tanto:

En el apoyo izquierdo:  $P = 95.106 + 285.532 = 380.638 \text{ kg}$

En primer apoyo interior.:  $P = (146.898 + 129.712) + (440.682 + 389.914) =$   
 $1107.206 \text{ kg}$

En apoyo central:  $P = 2(112.288) + 2(336.864) = 898.304 \text{ kg}$

- **Determinación de los Aplastamientos de Diseño,  $P_n/\Omega_w$**

Las ecuaciones de diseño para almas no agujeradas están dadas en el Art. 3.2.5.1. Para el cálculo de las resistencias nominales  $P_n$  se supondrá una longitud de contacto de las reacciones en los apoyos de  $N = 15.000$  cm.

### **A. Apoyos Exteriores**

En este punto la fuerza de aplastamiento esta dada por  $P = 380.638$  kg. Al no existir cargas concentradas en el claro, la condición EUP se presenta en apoyos exteriores. Los perfiles seleccionados presentan patines atiesados, por lo que la Tabla 3.2 establece que la Ec. (3.46) debe usarse para calcular  $P_n$ .

A continuación se realiza la revisión de limitantes para la aplicación de la Tabla 3.2 considerando el perfil 6EP12-6x2:

$$h/t = 13.876/0.266 = 52.165 < 200, \text{ OK}$$

$$N/t = 15.000/0.266 = 56.391 < 210, \text{ OK}$$

$$N/h = 15.000/13.876 = 1.081 < 3.5, \text{ OK}$$

$$R/t = 0.476/0.266 = 1.489 < 6, \text{ OK}$$

Por lo tanto, la Tabla 3.2 es aplicable en este caso.

En este caso,  $N/t < 60$ , por lo que la Sección C3.4.1 no permite cambiar  $[1 + 0.01(N/t)]$  por  $[0.71 + 0.015(N/t)]$  en la Ec. (3.46).

A continuación se calculan los parámetros de la Ec. (3.46):

$$k = 894(3514/2.073 \times 10^6) = 1.515$$

$$C_1 = 1.22 - 0.22(1.515) = 0.8867$$

$$C_4 = 1.15 - 0.15(1.489) = 0.927$$

$$C_9 = 0.000704$$

$$C_9 = 0.70 + 0.30(90/90) = 1.000$$

Cálculo de la Ec. (3.46). El espesor debe usarse en milímetros:  $t = 0.266$  cm = 2.660 mm.

$$P_n = (2.660)^2(1.515)(0.887)(0.927)(0.000704)(1.0)[331 - 0.61(52.165)][1 + 0.01(56.391)] = 2.9023 \text{ Ton} = 2902.341 \text{ kg}$$



Según el Art. 3.2.5.1 para almas no reforzadas,  $\Omega_w = 1.85$ . Por lo tanto,

$$P_n/\Omega_w = 2902.341/1.85 = 1568.833 \text{ kg} > 380.638 \text{ kg, OK.}$$

## B. Apoyos Interiores

En el primer apoyo interior la fuerza de aplastamiento esta dada por  $P = 1107.206 \text{ kg}$ . En este punto coinciden los perfiles 6EP12-6x2 y 6EP16-6x2, por lo que la resistencia total será la suma de las resistencias individuales. En este punto se presenta la condición IUP, por lo que la Tabla 3.2 establece el uso de la Ec. (3.49) para calcular  $P_n$ .

Perfil: 6EP12-6x2:

La aplicabilidad de la Tabla 3.2 se estableció anteriormente para este perfil.

Como  $N/t < 60$ , el Art. 3.2.5.1 no permite cambiar  $[1 + 0.007(N/t)]$  por  $[0.75 + 0.011(N/t)]$  en la Ec. (3.49).

$$C_2 = 1.06 - 0.06(1.489) = 0.971$$

$$P_n = (2.660)^2(1.515)(0.887)(0.971)(0.000704)(1.0)[538 - 0.74(52.165)][1 + 0.007(56.391)] = 4.526 \text{ Ton} = 4525.677 \text{ kg}$$

Perfil 6EP16-6x2:

Revisión de la aplicabilidad de la Tabla 3.2:

$$h/t = 92.789 < 200, \text{ OK}$$

$$N/t = 15.000/0.152 = 98.684 < 210, \text{ OK}$$

$$N/h = 15.000/14.104 = 1.063 < 3.5, \text{ OK}$$

$$R/t = 0.396/0.152 = 2.605 < 6, \text{ OK}$$

Como  $N/t > 60$ , el Art. 3.2.5.1 permite cambiar  $[1 + 0.007(N/t)]$  por  $[0.75 + 0.011(N/t)]$  en la Ec. (3.49).

Por lo tanto, la Tabla 3.2 es aplicable en este caso.

$$C_2 = 1.06 - 0.06(2.605) = 0.904$$

$$t = 0.152 \text{ cm} = 1.520 \text{ mm}$$

$$P_n = (1.520)^2(1.515)(0.887)(0.904)(0.000704)(1.0)[538 - 0.74(92.789)][0.75 + 0.011(98.684)] = 1.702 \text{ Ton} = 1701.616 \text{ kg}$$

Por lo tanto, la suma de resistencias será:  $P_n = 4525.677 + 1701.616 = 6227.293$  kg

Para perfiles Z empalmados, el Art. 3.2.5.1 establece que  $\Omega_w = 1.80$ .

$P_n/\Omega_w = 6227.293/1.80 = 3459.607$  kg > 1107.206 kg, OK.

- En el apoyo central la fuerza de aplastamiento está dada por:  $P = 898.304$  kg. Al igual que en el primer apoyo interior, en este punto existe la condición de carga IUP, por lo que la Ec. (3.49) es aplicable. En este punto coinciden dos perfiles 6EP16-6x2, por lo que la suma de resistencias será:

$P_n = 2(1701.616) = 3403.232$  kg

$P_n/\Omega_w = 3403.232/1.80 = 1890.684$  kg > 898.304 kg, OK

## 6. Diseño por Combinación de Flexión y Aplastamiento del Alma.

Las ecuaciones de diseño para combinación de flexión y aplastamiento del alma se incluyen en el Art. 3.2.6.3. Para perfiles Z empalmados y ASD aplica la Ec. (3.60). Dicha combinación es crítica en los apoyos interiores.

### A. Primer Apoyo Interior

Los valores máximos de las resistencias requeridas en este punto están dadas por:  $M = 56.967$  Ton-cm y  $P = 1107.206$  kg. En este punto aplica la condición IUP y la Ec. (3.49) y actúa el traslape de los perfiles 6EP12-6x2 y 6EP16-6x2. Las resistencias nominales totales están dadas por la suma de las resistencias nominales individuales:  $M_{n\text{xo}} = 179.980$  Ton-cm y  $P_n = 6227.293$  kg.

El factor de seguridad está dado por  $\Omega = 1.67$ .

Ec. (3.60):  $56.967/179.980 + 1107.206/6227.293 = 0.494 < 1.67/1.67 = 1.0$ , OK

### B. Apoyo Central

Los valores máximos de las resistencias requeridas en este punto están dadas por:  $M = 37.800$  Ton-cm y  $P = 898.304$  kg. En este punto también aplica la condición IUP y la Ec. (3.49) y actúa el traslape de dos perfiles 6EP16-6x2. Las resistencias



nominales totales están dadas por la suma de las resistencias nominales individuales:  $M_{n\text{xo}} = 134.494 \text{ Ton-cm}$  y  $P_n = 3403.232 \text{ kg}$ .

Ec. (3.60):  $37.800/134.494 + 898.304/3403.232 = 0.545 < 1.67/1.67 = 1.0$ , OK

## 7. Revisión de la Condición de Succión por Viento

Debido a que durante el cálculo de  $M$  para la condición de succión por viento se presentaron cambios en el sentido del momento, el patín superior será el patín de tensión. Los valores máximos de  $M$  ocurrieron cerca del centro de los claros están dados por:  $M = -6.289 \text{ Ton-cm}$  y  $-3.022 \text{ Ton-cm}$  para los claros extremos e interiores, respectivamente.

La ecuación de diseño para cuando el patín de tensión se encuentra atornillado a la lámina de cubierta está dada en el Art. 3.2.7.1. En este caso, para perfiles  $Z$  continuos,  $R = 0.70$ . El factor de resistencia está dado por  $\Omega_b = 1.67$

### A. Cerca del Centro de Claros Extremos

Actúa el perfil 6EP12-6x2 ( $S_e = 32.081 \text{ cm}^3$ ). Por lo tanto:

Ec. (3.62):  $M_n = 0.70(3514)(32.081) = 78.913 \text{ Ton-cm}$

$M_n/\Omega_b = 78.913/1.67 = 47.253 \text{ Ton-cm} > 6.289 \text{ Ton-cm}$ , OK.

### B. Cerca del Centro de Claros Interiores

Actúa el perfil 6EP16-6x2 ( $S_e = 19.137 \text{ cm}^3$ ). Por lo tanto:

Ec. (3.62):  $M_n = 0.70(3514)(19.137) = 47.073 \text{ Ton-cm}$

$M_n/\Omega_b = 47.073/1.67 = 28.187 \text{ Ton-cm} > 3.022 \text{ Ton-cm}$ , OK.

## 8. Cálculo de Fuerzas de Anclaje

Para polines Z con claros múltiples con puntos de restricción en los apoyos debe usarse la Ec. (3.66) dada en el Art. 3.2.8.1. Se consideran anclajes en cada quinto polín.

$$\theta = \tan^{-1}(5/100) = 2.862^\circ$$

$$b = 5.00 \text{ cm}$$

$$d = 15.20 \text{ cm}$$

$$L = 550 \text{ cm}$$

$$t = 0.266 \text{ cm y } 0.152 \text{ cm}$$

$$W = nL(w_D + w_{Lr}) = 5(550)(44.00 + 132.00) = 4840.00 \text{ kg}$$

### A. Condición de Carga Gravitacional

#### Claro extremo:

$$t = 0.266 \text{ cm}$$

$$\text{Ec. (3.66): } P_L = C_{tr} \left\{ \frac{((0.053)(5)^{1.88}(550)^{0.13}(\cos 2.862^\circ))}{((5)^{0.95}(15.20)^{1.07}(0.266)^{0.94}) - \text{sen} 2.862^\circ} \right\} (4840.00) = 249.139 C_{tr}$$

#### Claro interior:

$$t = 0.152 \text{ cm}$$

$$\text{Ec. (3.66): } P_L = C_{tr} \left\{ \frac{((0.053)(5)^{1.88}(550)^{0.13}(\cos 2.862^\circ))}{((5)^{0.95}(15.20)^{1.07}(0.152)^{0.94}) - \text{sen} 2.862^\circ} \right\} (4840.00) = 588.880 C_{tr}$$

El Art. 3.2.8.1 establece los valores de  $C_{tr}$  es función de la ubicación de los apoyos:

Para apoyos extremos:  $C_{tr} = 0.63$ . Por lo tanto:

$$P_L = 249.139(0.63) = 156.958 \text{ kg}$$

Para primer apoyo interno:  $C_{tr} = 0.87$ . Se promedia la contribución de polines adyacentes:

$$P_L = 0.87(249.139 + 588.880)/2 = 364.538 \text{ kg}$$

Para apoyo central:  $C_{tr} = 0.81$ . Se promedia la contribución de polines adyacentes:

$$P_L = 0.81(588.880 + 588.880)/2 = 476.993 \text{ kg}$$

### B. Condición de Succión por Viento:

$W = nL(W_D - W_w) = 5(5.50)(44.00 - 88.00) = -990.00 \text{ kg} < 4840.00 \text{ kg}$ , por lo que controla el anclaje para carga gravitacional.

### Diseño Final:

