

**Tabla 3(c)**  
**Esfuerzos permitidos de inventario y operación para acero de bajo contenido de carbono para tornillos y remaches de alto desempeño.**

Tipo de sujetador	Nivel de rango	Tensión	Apoyo	Corte apoyo tipo de conexión
(A) Pernos de acero con bajo carbón: Tornillos roscados (ASTM A 307) y tornillos con aristas <sup>(1)(2)</sup>	INV OPR	18,000 24,500	20,000 27,000	11,000 <sup>(3)</sup> 15,000 <sup>(3)</sup>
(B) Remaches de alto manejo (remaches de manejados por martillos neumáticos o eléctricos son considerados de alto manejo) remache de acero estructural (ASTM A 502 Grado 1 o ASTM A 141)	INV OPR	-	40,000 54,500	13,500 18,000
Remaches de acero estructural (Alta resistencia) (ASTM A 502 Grado 2)	INV OPR	-	40,000 54,500	20,000 27,000

- (1) Las Especificaciones de Diseño de la AASHTO indican que los pernos ASTM A 307 no deben ser usados en conexiones sujetas a fatiga
- (2) Basado sobre el diámetro nominal del perno.
- (3) Segmentos permitidos en el plano de corte.

**Tabla 3(d)**  
**Esfuerzos permitidos de inventario y operación para tornillos de alta resistencia en ksi.**

Condición de carga	Tipo de agujero	Nivel de Rango	AASHTO M 164 <sup>e</sup> (ASTM A 325) Pernos	AASHTO M 253 (ASTM A 490) Pernos
Tensión aplicada (T) Corte (F <sub>v</sub> ): Conexión crítica deslizante <sup>b</sup>	Estándar, sobre tamaño o ranurado	INV	38 <sup>f</sup>	47
		OPR	52 <sup>f</sup>	64
	Estándar	INV	15 <sup>f</sup>	19
		OPR	20 <sup>f</sup>	26
		INV	13 <sup>f</sup>	16
		OPR	18 <sup>f</sup>	22
		INV	11 <sup>f</sup>	13
Sobre tamaño o ranura corta en cualquier dirección	OPR	15 <sup>f</sup>	18	
	OPR	9 <sup>f</sup>	11	
Ranura larga, carga paralela	OPR	12 <sup>f</sup>	15	
	OPR	12 <sup>f</sup>	15	
Corte (F <sub>v</sub> ) Conexión tipo articulada	Estándar o ranurado	INV	19 <sup>f</sup>	24
		OPR	26 <sup>f</sup>	33
Fibras en cualquier plano de corte Ninguna fibra en plano de corte	Estándar o ranurado	INV	24 <sup>f</sup>	30
		OPR	33 <sup>f</sup>	41
Momento (f <sub>p</sub> ) sobre material conectado	Estándar, sobre tamaño o ranura corta en cualquier dirección	INV	$\frac{0.5L_c F_u}{d} \leq F_u^d$	
		OPR	$\frac{0.7L_c F_u}{d} \leq 1.4F_u^d$	
	Ranura larga Carga paralela	INV	$\frac{0.5L_c F_u}{d} \leq F_u^d$	
		OPR	$\frac{0.7L_c F_u}{d} \leq 1.4F_u^d$	
	Ranura larga Carga transversal	INV	$\frac{0.4L_c F_u}{d} \leq 0.8F_u^d$	
		OPR	$\frac{0.55L_c F_u}{d} \leq 1.1F_u^d$	

<sup>a</sup> Los esfuerzos tabulados, excepto para esfuerzos de momento, aplican al área nominal de los pernos usados en cualquier grado de acero

<sup>b</sup> Aplicable para superficies de contacto con escalas de fábrica limpia (con coeficiente de fricción 0.33)

<sup>c</sup> En conexiones tipo articulada cuya longitud entre los pasadores entremos en cada una de las partes empalmadas, medidas paralelamente a la línea de fuerza axial exceda 50 pulgadas (1.27m), valores tabulados deben ser reducidos por 20 por ciento.

<sup>d</sup> L<sub>c</sub> es igual a la distancia libre entre los agujeros o entre el agujero y la orilla de el material en la dirección de la aplicación de la fuerza que produce momento, pulgadas; F<sub>u</sub> es la resistencia a la tensión mínima especificada de el material conectado; d es diámetro nominal de el perno, pulgada.

<sup>e</sup> AASHTO M 164 (ASTM A 325) y AASHTO M 253 (ASTM A 490) pernos de alta resistencia están disponibles en tres tipos, designados por los tipos 1, 2 o 3.

<sup>f</sup> La resistencia a tensión de M 164 (A 325) de pernos decrece para diámetros mayores que 1 pulg. Los valores listados son para pernos arriba de 1 pulgada de diámetro. Los valores deben ser multiplicados por 0.875 para diámetros mayores que 1 pulg.

**1) Esfuerzos combinados.** Los esfuerzos combinados permitidos para miembros de acero en compresión pueden ser calculados por las provisiones de las Especificaciones de Diseño de la AASHTO, como aparecen a continuación o por el procedimiento contenido en el apéndice A1.

Al usar las Especificaciones de Diseño de la AASHTO, el esfuerzo de compresión axial permitido ( $F_a$ ) y el esfuerzo de pandeo axial permitido ( $F_{bx}$  y  $F_{by}$ ) puede estar basado en las Tablas 3(a) y 3(b). El factor de seguridad (F.S.) usado en el cálculo del esfuerzo Euler de Pandeo ( $F'_e$ ), debe ser como sigue:

$$\text{F.S.} = 2.12 \text{ del Nivel de Inventario}$$

$$= 1.70 \text{ del Nivel de Operación}$$

**2) Miembros de refuerzo de lámina en compresión.** Para permitir para la reducción de la resistencia de miembros de refuerzo de lámina en compresión, la longitud actual del miembro deber ser multiplicada por el siguiente factor para obtener el valor ajustado de  $L/r$  a ser sustituido en las fórmulas de miembros en compresión discutidas en la sección F.2.a y F.2.a.1.

**TABLA 4**

<b>FACTOR</b>				
<b>Espaciamiento centro a centro de refuerzos de lámina</b>				
<b>L/r Actual</b>	<b>Arriba de 2d</b>	<b>4d</b>	<b>6d</b>	<b>10d</b>
40	1.3	2.0	2.8	4.5
80	1.1	1.3	1.7	2.3
120	1.0	1.2	1.3	1.8
160	1.0	1.1	1.2	1.5
200	1.0	1.0	1.1	1.3

d = profundidad del miembro perpendicular a los reforzadores

Para miembros en compresión que tengan láminas sólidas en un lado y láminas de refuerzo en el otro, el factor anterior debe ser reducido un 50 por ciento.

$L/r$  ajustado (refuerzo de láminas en ambos lados) =  $L/r$  actual x factor.

$L/r$  ajustado (refuerzo de lámina en un lado) =  $L/r$  actual x [ 1 + ½ (factor-1) ]

**b. Hierro forjado.** El máximo esfuerzo unitario permisible en hierro forjado para tensión y flexión es:

Operación 20,000 psi

Inventario 14,600 psi

Donde sea posible, pruebas pueden ser ejecutadas para confirmar las propiedades del material usado en el rango.

**c. Acero de refuerzo.** Los siguientes son los esfuerzos unitarios permitidos en tensión para acero de refuerzo. Estos serán usados ordinariamente sin la reducción, cuando la condición del acero no es bien conocida:

<b>TABLA 5</b>			
	Rango de inventario	Rango de operación	Fluencia
Estructural o grado no bien conocido antes de 1,954	18,000	25,000	33,000
Grado 40 Registrado intermedio o grado desconocido (después de 1,940)	20,000	28,000	40,000
Grado 50 Tipo riel o duro	20,000	32,500	50,000
Grado 60	24,000	36,000	60,000

**d. Concreto.** Esfuerzos unitarios en concreto pueden ser determinados en concordancia con el método de Diseño de Carga de Servicio de las Especificaciones de Diseño de la AASHTO (Artículo 8.15) o estar basados en los artículos siguientes: Cuando el esfuerzo

último ( $f'_c$ ) del concreto es desconocido y el concreto esta en condición satisfactoria,  $f'_c$  puede ser determinado por la siguiente tabla:

**TABLA 6**

Año de construcción	$f'_c$ (psi)
Antes de 1,959	2,500
Después de 1,959	3,000

**1) Flexión.** El máximo esfuerzo unitario de flexión permitido en el concreto en lb/pulg<sup>2</sup> puede ser usado basado en la siguiente tabla:

**TABLA 7**

$f'_c$ (psi)	Nivel de inventario	Nivel de operación	n
2,000-2,400	800	1,200	15
2,500-2,900	1,000	1,500	12
3,000-3,900	1,200	1,900	10
4,000-4,900	1,600	2,400	8
5,000 o más	2,000	3,000	6

El valor de "n" puede variar de acuerdo a la tabla de arriba.

**2) Columnas.** La determinación de la capacidad de un miembro en compresión, basado en las Especificaciones de Diseño de la AASHTO (Artículo 8.15.4) resulta en un nivel de inventario de capacidad.

El siguiente procedimiento simplificado establece el máximo nivel de capacidad de operación:

Máxima carga axial segura en columnas al rango de operación:

$$P = f_c A_g + f_s A_s$$

Ecuación 1-F

Donde:

$P$  = carga axial permitida sobre la columna

$f_c$  = esfuerzo unitario permitido del concreto

$A_g$  = área gruesa de la columna

$f_s$  = esfuerzo permitido del acero =  $0.55f_y$

$A_s$  = área del acero de refuerzo longitudinal

Compresión, columnas cortas, en donde  $L/D$  es 12 o menor:

$$f_c = 0.3f'_c \quad \text{Ecuación 2-F}$$

Compresión, columna larga, en donde  $L/D$  es más grande que 12:

$$f_c = 0.3f'_c(1.3 - 0.03L/D) \quad \text{Ecuación 3-F}$$

$L$  = longitud no soportada de la columna

$D$  = dimensión menor de la columna

**3) Corte (*Tensión diagonal*).** La resistencia al corte en el nivel de Inventario debe ser determinada en concordancia con el Método de Diseño de Cargas de Servicio de las Especificaciones de Diseño de la AASHTO (Artículo 8.15.5).

La resistencia al corte en el nivel de operación en vigas que no muestran rompimiento en tensión diagonal puede ser encontrada como sigue:

(Corte Total Unitario) = (Corte tomado por el acero) + (Corte tomado por el concreto)

$$V = V_s + V_c \quad \text{Ecuación 4-F}$$

El esfuerzo de corte permitido llevado por el concreto  $V_c$ , puede ser tomado por  $1.3\sqrt{f'_c}$ . Un cálculo más detallado del esfuerzo de corte permitido puede ser hecho con:

$$V_c = 1.25\sqrt{f'_c} + 1,600\rho_w(Vd / M) \leq 2.3\sqrt{f'_c}$$

Donde:

$d$  = distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo en tensión

$\rho_w$  = razón de refuerzo =  $A_s/(b_w d)$

$b_w$  = ancho del alma

Nota:

(a)  $M$  es el momento que actúa simultáneamente con la fuerza cortante  $V$  en la sección considerada

(b) La cantidad  $Vd/M$  no debe ser tomada más grande que 1.0.

Donde un rompimiento severo de tensión diagonal ha ocurrido,  $V_c$  debe ser considerada como cero y todos los esfuerzos cortantes deben ser tomados por el acero de refuerzo.

**e. Concreto preesforzado.** El rango de miembros de concreto preesforzado deben ser basados por los criterios presentados bajo la sección F.3.c.

**f. Mampostería.** Estructuras de mampostería de piedra, concreto y ladrillos de barro debe ser evaluadas usando el método de rango de esfuerzo permitido. El mortero usado para unir las unidades individuales de mampostería debe ser clasificado en concordancia con la ASTM C 270.

El nivel permitido de inventario de esfuerzos compresivos para mampostería ensamblada es mostrado en la Tabla 8. Estos son

valores mínimos y pueden ser usados en la ausencia de datos más confiables como los resultados de un test de prisma en concordancia con la ASTM E 447. La condición de la unidad de mampostería y el mortero debe ser considerado cuando se asigna un esfuerzo permisible.

El nivel de operación de esfuerzo permisible para mampostería no está incluido en esta tesis. Los componentes de la mampostería debe ser evaluado en el nivel de Inventario.

Construcciones de mampostería reforzada puede ser evaluada usando el esfuerzo unitario permisible para el acero de refuerzo. La sección F.2.c y un apropiado esfuerzo permitido en la mampostería.

**g. Madera.** La determinación de los esfuerzos permitidos para madera en puentes existentes requieren de un juicio de sonido sobre la parte que el ingeniero hace su investigación de campo.

**1) Esfuerzos de inventario.** Los esfuerzos unitarios de inventario deben ser iguales a los esfuerzos permitidos para los grados de esfuerzo de madera dados en las Especificaciones de Diseño de la AASHTO.

Esfuerzos unitarios de inventario permitidos para columnas de madera deben estar en concordancia con las provisiones aplicables de las Especificaciones de Diseño de la AASHTO.

**2) Esfuerzos de operación.** El máximo esfuerzo unitario permisible no debe exceder 1.33 veces el esfuerzo permitido para los grados de esfuerzo de madera dados en las Especificaciones de Diseño de la AASHTO vigente. La reducción del máximo esfuerzo permitido dependerá de l grado y condición de la madera y debe ser determinado durante el tiempo de la inspección.

Esfuerzos de operación permisibles en libras por pulgada cuadrada en un área de sección transversal de una simple columna

**Tabla 8**  
**Esfuerzos permitidos de inventario para esfuerzos de compresión para**  
**evaluación de mampostería**

Construcción: Esfuerzo unitario de compresión, área gruesa, psi	Esfuerzo permitido de inventario para esfuerzos de compresión a través del área transversal, psi	
	Tipo Mortero M o S <sup>a</sup>	Tipo Mortero N <sup>a</sup>
Mampostería sólida de ladrillo y otras unidades sólidas de barro o esquisto; arena-limo o ladrillo de concreto 8000 o más grande 4500 2400 1500	350 225 160 115	300 200 140 100
Mampostería con grouted, de barro o esquisto; arena-limo o concreto: 4500 o más grande 2500 1500	225 160 115	200 140 100
Mampostería sólida de unidades de mampostería de concreto 3000 o más grande 2000 1200	225 160 115	200 140 100
Mampostería de unidades huecas que soportan carga 2000 o más grande 1500 1000 700	140 115 75 60	120 100 70 55
Mampostería de piedra de ceniza Granito Piedra de limo o mármol Piedra de arena o piedra fundida	720 450 360	640 400 320
Mampostería de piedra en bruto Grueso, áspera o al azar	120	100

<sup>a</sup>El mortero es clasificado en concordancia con ASTM C 270

sólida deben ser determinados por la siguiente fórmula, pero el esfuerzo de operación permisible no debe exceder 1.33 veces los valores para la compresión paralela a la fibra dados en la tabla de esfuerzos de diseño de las Especificaciones de Diseño de la AASHTO.

$$\frac{P}{A} = \frac{4.8E}{(l/r)^2} \quad \text{Ecuación 5-F}$$

Donde:

P = carga total en libras

A = área de la sección transversal en pulgadas cuadradas

E = módulo de elasticidad

l = longitud total no soportada, en pulgadas, entre puntos de soporte lateral de columnas simples

r = radio de giro mínimo de la sección, en pulgadas

Para columnas de sección transversal cuadrada o rectangular, esta fórmula se convierte en:

$$\frac{P}{A} = \frac{0.4E}{(l/d)^2} \quad \text{Ecuación 6-F}$$

en donde d = dimensión en pulgadas de la cara más angosta.

La fórmula de arriba aplica para columnas largas con (l/d) arriba de 11, pero no más grande que 50.

Para columnas cortas, (l/d) no arriba de 11, use la esfuerzo unitario de diseño permisible para la compresión paralela a la fibra 1.33 veces para el grado de madera usada.

**2. Método del factor de carga.** La capacidad nominal del acero estructural, concreto reforzado y concreto preesforzado debe ser las mismas especificadas en la sección de factor de carga de las Especificaciones de Diseño de la AASHTO. Los cálculos de la resistencia nominal deben tomar en consideración los efectos observables de deterioro, como la pérdida de área de concreto o acero de sección, perdida por una acción compuesta o corrosión.

La resistencia a la fatiga permisible debe ser chequeada en base a las Especificaciones de Diseño de la AASHTO. Condiciones especiales estructurales o operacionales y políticas de los propietarios de los puentes pueden también influir en la determinación de la resistencia a la fatiga.

**a. Acero estructural.** Los esfuerzos de fluencia usados para la determinación de rangos deben depender del tipo de acero usado en los miembros estructurales. Cuando no se encuentran las especificaciones de los metales, pruebas de laboratorio pueden ser usadas para determinar las características de fluencia. El valor nominal de fluencia debe ser sustituido en las fórmulas de resistencia y es típicamente tomado como el valor medio de la prueba menos 1.65 veces la desviación estándar. Cuando las especificaciones del acero no están disponibles, las resistencias de fluencia pueden ser tomadas de la columna "Fecha de fabricación" de las tablas 3(a) y 3(b).

La capacidad de los miembros estructurales de acero deberían estar basadas en los requerimientos del factor de carga de las Especificaciones de Diseño de la AASHTO. La capacidad (C) para miembros típicos de acero de un puente esta resumida en el apéndice A10. Para vigas, las limitaciones de sobre carga del artículo 10.57 debe ser consideradas.

Los rangos de operación para soldaduras, tornillos y remaches deben ser determinados usando las resistencias máximas de la Tabla 10.56A en las Especificaciones de Diseño de la AASHTO.

Los rangos de operación para juntas sujetadoras de fricción (A 325 Pernos) deben ser determinados usando un esfuerzo de 21 ksi.  $A_1$  y  $A_2$  deben ser tomados como 1.0 pulgada en la ecuación básica de rango.

**b. Concreto reforzado.** Los esfuerzos de fluencia para el acero de acero se muestran a continuación:

**TABLA 9**

Acero de refuerzo	Punto Fluencia $F_y$ (psi)
Acero desconocido (antes de 1954)	33,000
Grado estructural	36,000
Grado intermedio y desconocido después 1954 (Grado 40)	40,000
Grado duro (Grado 50)	50,000
Grado 60	60,000

La capacidad de los miembros de concreto deben estar basados en los requerimientos de resistencia establecidos en las Especificaciones de Diseño de la AASHTO (Artículo 8.16). El apéndice A10 contiene fórmulas para la capacidad (C) de miembros típicos de concreto reforzado. El área del acero en tensión en fluencia a ser usado en el cálculo de la capacidad última de momento de miembros en flexión no debe exceder lo disponible en la sección o 75 por ciento del refuerzo requerido para condiciones balanceadas.

**c. Concreto preesforzado.** El rango para miembros de concreto preesforzado en ambos niveles de Inventario y Operación, debe ser establecido en concordancia con los requerimientos de resistencia del Artículo 9,17 de las Especificaciones de Diseño de la

AASHTO. Adicionalmente al nivel de Inventario, el rango debe considerar los esfuerzos permisibles para cargas de servicio como lo especifica el Artículo 9.15.2.2 de las Especificaciones de Diseño de la AASHTO. En situaciones de un diseño inusual con dispersiones de ancho de los tendones, el nivel de Operación podría además ser controlado por esfuerzos que no excedan 0.90 el punto de fluencia del esfuerzo en el preesfuerzo del acero más cercano a la fibra extrema en tensión del miembro.

Fórmulas para la capacidad (C) de miembros típicos de concreto preesforzado están incluidas en el apéndice 10. Un resumen de la ecuación de rango para resistencia y esfuerzos permisibles es presentado al final de esta sección. Más valores severos de esfuerzos permisibles pueden ser establecidos por el propietario del puente.

Típicamente, los miembros de concreto preesforzado usados en las estructuras de puentes recibirán los requerimientos mínimos de refuerzo del Artículo 9.18.2.1 de las Especificaciones de Diseño de la AASHTO. Cuando no hay reducción en la resistencia flexionante del miembro en el evento en que estas provisiones no han sido satisfechas, un propietario, como parte del rango flexionante, puede escoger limitar las cargas vivas a estas que preservan la relación entre  $\phi M_n$  y  $M_{cr}$  que están prescritas para un nuevo diseño. El uso de esta opción necesita un ajuste a el valor de la capacidad nominal de momento  $\phi M_n$  usado en la ecuación de rango para resistencia flexionante. Entonces cuando  $\phi M_n < 1.2M_{cr}$ , la capacidad nominal del momento llega a ser  $(k)(\phi)(M_n)$ ,

$$k = \frac{\phi M_n}{1.2M_{cr}}$$

Ecuaciones de rango:

Rango de inventario:

$$RF = \frac{6\sqrt{f'_c} - (F_d + F_p + F_s)}{F_l}$$

Concreto a tensión

$$RF = \frac{0.6f'_c - (F_d + F_p + F_s)}{F_l}$$

Concreto a compresión

$$RF = \frac{0.4f'_c - \frac{1}{2}(F_d + F_p + F_s)}{F_l}$$

Concreto a compresión

$$RF = \frac{0.8f'_y - (F_d + F_p + F_s)}{F_l}$$

Acero de preesfuerzo en tensión

$$RF = \frac{\phi R_n - (1.3D + S)}{2.17L(1 + I)}$$

Resistencia a flexión y corte

Rango de operación:

$$RF = \frac{\phi R_n - (1.3D + S)}{1.3L(1 + I)}$$

Resistencia a flexión y corte

$$RF = \frac{0.9f'_y - (F_d + F_p + F_s)}{F_l}$$

Acero de preesfuerzo en tensión

Donde:

RF = factor de rango

$f'_c$  = resistencia a compresión del concreto

$6\sqrt{f'_c}$  = esfuerzo permisible en tensión del concreto. Un factor de  $3\sqrt{f'_c}$  puede ser aplicable, Este esfuerzo permisible puede ser cero, como lo proveído por el Artículo 9.15 de las Especificaciones estándar de la AASHTO.

$F_d$  = esfuerzo no factorado de carga muerta

$F_p$  = esfuerzo no factorado debido a la fuerza de Preesfuerzo después de todas las pérdidas.

$F_s$  = esfuerzo no factorado debido las fuerzas Secundarias de preesfuerzo.

$F_l$  = esfuerzo no factorado de carga viva incluyendo Impacto.

$\phi R_n$  = resistencia nominal de la sección satisfaciendo las limitaciones de ductibilidad del Artículo 9.18 y Artículo 9.20 de las Especificaciones Estándar de la AASHTO. El momento ( $\phi M_n$ ) y el corte ( $\phi V_n$ ) deben ser evaluados ambos.

D = momento o corte de carga muerta no factorado

S = momento o corte de peesfuerzo secundario no factorado

L = momento o corte de carga viva no factorado

$f_y^*$  = esfuerzo de fluencia del acero de preesfuerzo

I = factor de impacto

Nota: en las ecuaciones de rango, los efectos de carga muerta, fuerzas de preesfuerzo y fuerzas secundarias de preesfuerzo son substraídas de el esfuerzo permitido o capacidad. El efecto actual de cada carga en relación con el esfuerzo permitido o capacidad debería ser considerado en las ecuaciones de rango a través del uso apropiado de signos.

**3. Método del factor de carga y resistencia.** Las resistencias nominales de los componentes deben ser las mismas cantidades contenidas ahora en las secciones del factor de carga de las Especificaciones de Diseño de la AASHTO y el Manual para el

mantenimiento, inspección de Puentes de la AAHSTO. En los cálculos sobre las resistencias nominales deben ser tomado en cuenta los efectos observables de deterioro, como la pérdida de área de concreto o área de sección transversal de acero, corrosión o pérdida de la acción compuesta.

**a. Concreto.** La resistencia de un concreto sano puede ser asumida como los valores tomados de los planos y especificaciones o el promedio de valores de pruebas de construcción. Cuando estos valores no están disponibles, el esfuerzo último de concreto sano puede ser asumido como 3,000 psi. Una reducción de la resistencia última puede ser asumida (pero no menor de 2,000 psi, acaso) para concreto no sano o deteriorado a menos que la evidencia diga lo contrario obtenida de pruebas de campo.

**b. Acero de refuerzo.** El área del acero en tensión puede ser usada en el cálculo de resistencia última a flexión de miembros de concreto reforzado que no exceden lo dispuesto en esta sección o el 75 por ciento de acero de refuerzo requerido para una condición balanceada. El esfuerzo de fluencia en el acero puede ser usado para varios tipos de acero de refuerzo dados a continuación:

**TABLA 10**

Acero de refuerzo	Esfuerzo de fluencia $F_y$ (psi)
Acero desconocido (antes de 1954)	33,000
Grado estructural	36,000
Grado intermedio y desconocido después de 1954 (Grado 40)	40,000
Grado duro (Grado 50)	50,000
Grado 60	60,000

**c. Acero estructural.** El esfuerzo nominal unitario debe depender del tipo de acero usado en el miembro estructural. Cuando las pruebas son ejecutadas para estimar el esfuerzo de fluencia, los valores medios pueden ser reducidos por el 10% para producir valores nominales para los cálculos de resistencia. Los valores nominales pueden ser resistencias nominales calculadas sin ningún factor aplicado.

## **B. Cargas.**

En esta sección se discute sobre las cargas a ser usadas en la determinación de los efectos de carga en la ecuación básica de rango (Ecuación 1-E).

**1. Carga muerta (D).** Los efectos de carga muerta de una estructura deben ser calculadas en concordancia con las condiciones existentes en el tiempo del análisis. El mínimo peso unitario de los materiales a ser usados en el cálculo de los esfuerzos de carga muerta debe ser en concordancia con Especificaciones de Diseño de la AASHTO vigente.

Para miembros compuestos, la porción de la carga muerta actuando sobre la sección no compuesta y la porción actuante sobre la sección compuesta debe ser determinada.

Se debe ejercitar el cuidado en la estimación del peso de las losas de concreto desde a las variaciones significativas del espesor de las losas que han sido encontrados, particularmente sobre los puentes construidos antes de 1965.

Los valores nominales de los pesos de carga muerta deben ser basados sobre las dimensiones mostradas en los planos con las tolerancias nominales permitidas en la construcción.

La aproximación de el sobre espesor debe ser medido en el tiempo de la inspección.

**2. Carga viva.** La carga viva a ser usada en la ecuación básica de rango (Ecuación 1-E) debe ser el camión HS20 o línea de carga como esta definida en las Especificaciones de Diseño de la AAHSTO y lo mostrado en las figuras 4 y 5.

Para el método del factor de carga y resistencia (Ecuación 2-E) las cargas en movimiento a ser aplicadas sobre la losa para el cálculo del máximo efecto nominal producido por carga viva deben ser los tres vehículos legales de la AASHTO mostrados en la figura 6. El espaciamiento y el peso de los ejes escogidos para estos tipos de vehículo fueron seleccionados del examen actual de los pesos de camiones conducidos a través de los Estados Unidos. Ellos también corresponden a las máximas cargas legales de conformidad con las regulaciones de la mayoría de los estados. Es creíble que estos vehículos típicos correspondan mejor al tránsito existente y provean más confiabilidad que las cargas de diseño H or HS de la AASHTO. Desde ahora, esto último no es recomendado para propósitos de fijar cargas. Vehículos adicionales deben ser agregados a los mostrados en la figura 6 para conformar los pesos máximos legales y longitudes en jurisdicciones específicas. Ajustes de pesos en los ejes y espaciamentos de los tres vehículos legales de la AASHTO no es recomendado.

En el cálculo de los efectos de carga, un vehículo debe ser considerado presente en cada carril. El posicionamiento del vehículo en cada carril debe ser acorde a las especificaciones AASHTO. Es innecesario colocar más que un vehículo en un carril desde que los factores de carga mostrados más adelante han sido modelados para esta posibilidad. Estos factores de carga deben ser considerados aplicables para claros arriba a los 200 pies. Para claros más largos la carga tipo de carril dada en la figura 7 gobernará la evaluación (arriba de los 300 pies). Es una combinación de la carga vehicular y una carga uniformemente distribuida. Para todas las longitudes de claro donde el factor de rango es menor que uno, puede ser necesario colocar más de un vehículo en cada carril. En vez de esto, el

evaluador debería chequear la carga de carril para todas las longitudes de claro juntas con el rango de vehículo mostrado en la Figura 7. Donde los efectos máximos de carga en cualquier miembro son producidos por la carga simultanea de un número de carriles de tránsito, los factores de reducción dados en la Tabla 11.

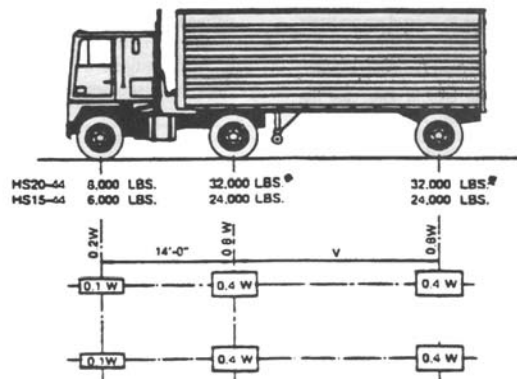
**Tabla 11**  
**Reducción de factores para carga viva**

<b>Número de carril</b>	<b>Factor de reducción</b>
Uno o más carriles	1.0
Tres carriles	0.8
Cuatro carriles	0.7

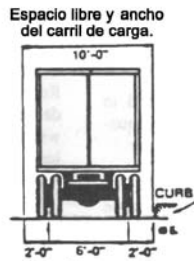
En chequeos especiales permitidos, el peso del vehículo actual y dimensiones puede ser usada. Si el número de permisos mencionados anteriormente son frecuentes en un año, entonces debe ser asumido que dos carriles son ocupados por el vehículo actual. De otra manera, vehículos estándar pueden ser colocados en los otros carriles. Cuando el ingeniero determina que las condiciones del movimiento del tránsito y el volumen pueden ser autorizados, el vehículo estándar puede ser eliminado. En una investigación especial, el factor de carga para verificar un uso permitido es reducir en adelante el valor tomado para condiciones ordinarias de tránsito.

La probable máxima carga de acera debería ser usada en los cálculos para un seguro rango de capacidad de carga. Esta carga variará de un puente a otro, dependiendo generalmente sobre su localización. Debido a esta variación, el ingeniero debe usar su juicio para hacer la determinación final de la carga unitaria a ser usada. Esta carga no debe exceder la carga de diseño para acera dada en las Especificaciones Estándar para Puentes en Carreteras de la AASHTO.

FIGURA 4: Camión estandar HS



W = Peso combinado de los dos primeros ejes del camión estándar H.  
 V = Espaciamiento variable = 14 a 30 pies inclusive. El espaciamento a ser usado es tal cual produzca los máximos esfuerzos.



\* En el diseño de pisos de madera y acero ortotropico ( excluyendo vigas transversales ) para carga HS20 de un eje de 24,000 lbs o dos ejes de 16,000 lbs cada uno, un espaciamento a parte de 4 pies puede ser usado cualquiera que produzca los esfuerzos mayores, en lugar de la carga de eje de 32,000 mostrada.

Figura 5: Carril de carga estándar HS



\* Para la determinación del máximo momento negativo en vigas continuas, el carril de carga mostrado debe ser modificado por la adición de un segundo, con las mismas cargas concentradas colocado en la serie de posiciones que produzcan el máximo efecto.

Figura 6: Rango de vehículos AASHTO

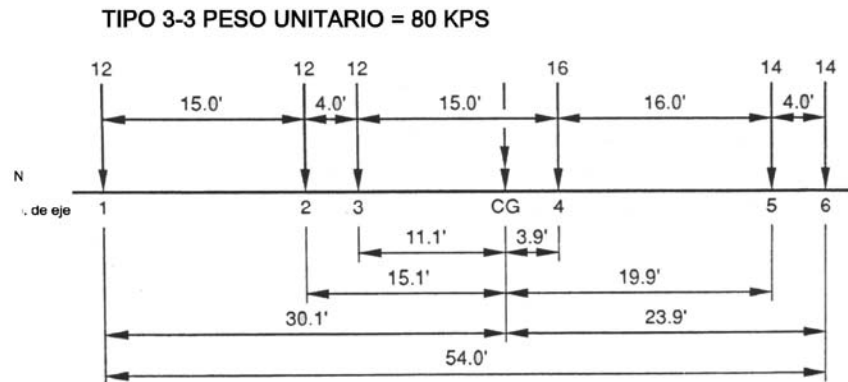
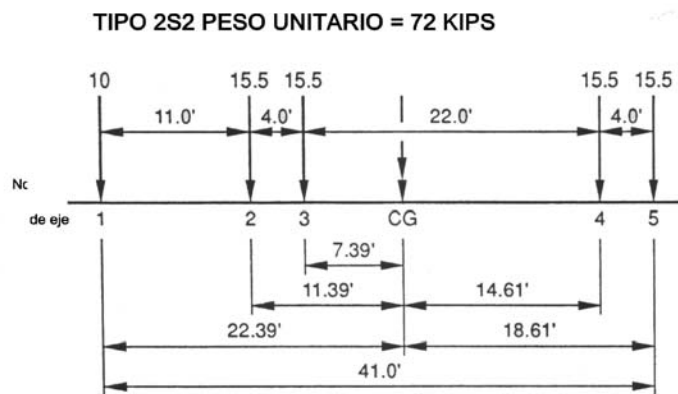
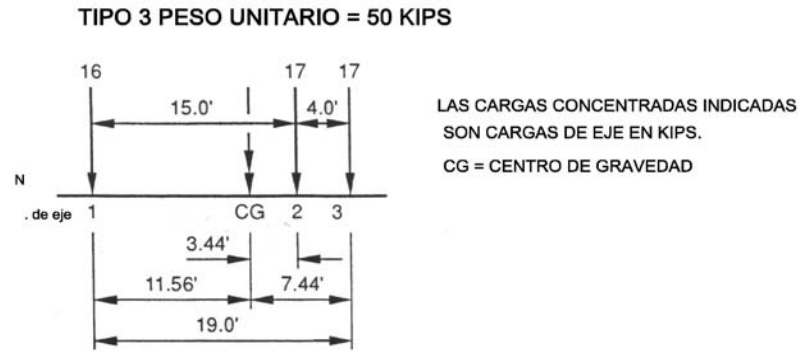
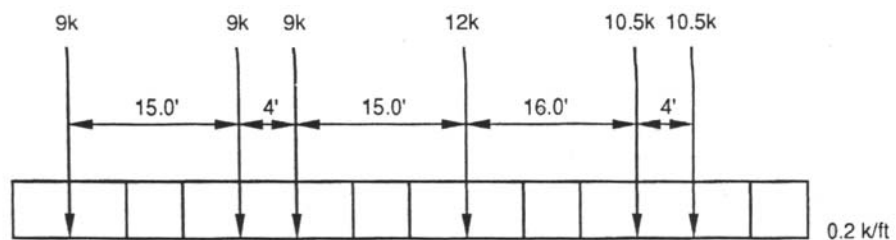


Figura 7: Carril de carga



**a. Cargas de rueda (Losa).** En general, los esfuerzos en la losa no controlan el rango de carga excepto en casos especiales. El cálculo de momentos de flexión en la losa debe ser en concordancia con las Especificaciones de Diseño de la AASHTO. Las cargas de rueda deben ser en concordancia con las Especificaciones de Diseño de la AASHTO vigentes.

**b. Cargas de camión.** La carga viva o en movimiento a ser aplicada sobre la losa para determinar el rango debe ser la carga AASHTO Estándar "HS", excepto para el método de factor de carga y resistencia (ver G.2 Viva).

El número de carriles de tránsito a ser cargados, y la colocación transversal de las líneas de ruedas debe ser en concordancia con las Especificaciones de Diseño de la AASHTO y lo siguiente:

Anchos de carretera de 18 a pies debe tener dos carriles de diseño, cada uno igual a la mitad del ancho de la carreta. Las cargas vivas debe estar centradas en estos carriles.

(2) = Ancho de la carretera menor que 18 pies debe contar con un solo carril de tránsito.

Cuando las condiciones del movimiento de tránsito y volumen pueden autorizarse, pocos carriles de tránsito que los especificados por AASHTO puede ser considerados.

**c. Líneas de carga.** Los propietarios de puentes pueden usar la carga de carril estándar HS de la AASHTO para todos las longitudes de claro donde puede resultar en efectos de carga los cuales son más grandes que los producidos por el camión estándar HS de la AASHTO.

**d. Cargas de acera.** Las cargas en las aceras usadas en los cálculos para un seguro rango de capacidad de carga deberían ser las anticipadas cargas máximas probables. Debido a las variaciones de sitio, la determinación de la carga a ser usada requerirá de un juicio

ingenieril, pero en ninguno de los casos excederá el valor dado en las Especificaciones de Diseño de la AASHTO.

El nivel de operación debería ser considerado cuando camión lleno y cargas vivas de la acera actúan de manera simultanea sobre el puente.

**e. Efectos de la carga viva.** El momento debido a carga viva en vigas y stringer horizontal puede ser calculado usando la tabla del apéndice A2, para momentos de carga viva producidos por la carga HS20.

Los momentos de carga viva en el intermedio y final de las vigas de piso de armaduras y a través de vigas pueden ser calculados usando las tablas para reacciones de carga viva, apéndice A3 y A4. Las tablas, conjuntamente con las fórmulas de momento en las mismas tablas, proveen de una conveniente manera el cálculo de los momentos de carga viva basado en la carga HS20.

Las cargas vivas en los miembros de armaduras pueden ser calculados usando las fórmulas para corte y momento máximo dadas en las tablas de los apéndices A5, A6, A7, A8, A9. Usando estas fórmulas darán el esfuerzo máximo debido a carga viva para un camión HS20. Note que las fórmulas son válidas solamente cuando se usa con los límites dados. Modificaciones a las fórmulas puede ser requerida bajo cargas que no están en estos límites. Dichas modificaciones pueden ser necesarias cuando la estructura o paneles son igualmente cortos para permitir que la carga completa este sobre la estructura con la carga posicionada para producir el máximo corte o momento.

**3. Distribución de cargas.** La fracción de carga viva transferida a un miembro simple debe ser seleccionada de acuerdo con las Especificaciones de Diseño vigentes de la AASHTO. Estos valores representan una posible combinación de diversas circunstancias. La opción existe para sustituir valores medidos en

campo, valores calculados analíticamente o los determinados de un método de análisis estructural avanzado basados, en las propiedades de la estructura existente. Las cargas deben ser colocadas en posiciones que causen la máxima respuesta de los componentes a ser evaluados. Además, si semejantes mediciones o análisis es hecho y los valores esperados de distribución son obtenidos, entonces estos deben ser ajustados por los factores mostrados en la tabla 12. Esto último es necesario para ajustar lo predispuesto en los factores de distribución de la AASHTO para diferentes tipos de material.

**Tabla 12**  
**Factor de corrección por análisis\***

Distribución de cargas	Factor de corrección		
	Acero	Pre-esforzado	Concreto
1. Distribución AASHTO	1.00	1.00	1.00
2. Análisis tabulado con asunciones simplificadas**	1.10	1.05	0.95
3. Análisis sofisticado de elemento finito, placa ortotrópica, analogía de rejillas	1.07	1.03	0.90
4. Mediciones de campo	1.03	1.01	0.90
La distribución actual de viga debe ser multiplicada por el factor apropiado de corrección para obtener el rango de distribución de la viga.			

\* Los factores de corrección son aplicados si el promedio o valor esperado son usados por D.F. desde el análisis o mediciones. Los factores de corrección debe ser usados para incrementar el factor de carga tomado de la Tabla 1. Estos factores de corrección reflejan la incertidumbre en los factores presentes de distribución de la AASHTO para cada tipo de material basado en NCHRP 12-26.

\*\* Un ejemplo podría ser el uso de las cartas de factores de distribución en el Código de Puentes Carreteros de Ontario.

**4. Impacto.** El impacto debe ser agregado a la carga viva usada para la ecuación de rango en concordancia con las Especificaciones de Diseño de la AASHTO vigente. Sin embargo, las especificaciones de impacto pueden ser reducidas cuando las condiciones de alineamiento, el límite de velocidad se cumple y situaciones similares provocan que el vehículo substancialmente

reduzca la velocidad al cruzar la estructura. Lo anterior es aplicable para los métodos de Esfuerzo Permitido (AS) y Factor de Carga (LF).

Los valores de impacto en las Especificaciones de Diseño de la AASHTO reflejan condiciones conservadoras que pueden posiblemente prevalecer bajo ciertas circunstancias. Bajo un esfuerzo de restricción de la velocidad, los impactos pueden ser reducidos. Para acercamientos serenos del vehículo y condiciones aceptables de la losa, el impacto puede ser tomado como 0.10. Para una superficie áspera y con abultamientos, un valor de 0.20 puede usarse. Bajo condiciones extremas adversas de alta velocidad, claros menos que 40 pies y daño severo en pavimento y condiciones de los enfoques, un valor de 0.30 debe ser tomado.

Si el juicio anterior no puede ser hecho entonces referirse a los reportes de inspección del puente y relacione el impacto con la condición de la superficie de rodadura, véase tabla siguiente:

**TABLA 13**

<b>Condición de la superficie de rodadura</b>	<b>Impacto</b>
1. Condición buena - Ninguna reparación requerida	0.1
2. Condición aceptable - Deficiencia menor, elementos funcionando como fueron diseñados	0.1
3. Condición pobre - Deficiencia mayor, elementos en necesidad de ser reparados para continuar funcionando como fueron diseñados	0.2
4. Condición crítica – Elementos por largo tiempo no funcionando como fueron diseñados	0.3

Lo anterior es aplicable al método de Factor de Resistencia y Carga (LRFR)

**5. Deflexión.** Los límites de deflexión por carga viva no deben ser consideradas en el rango de carga excepto en casos especiales.

**6. Cargas longitudinales.** La evaluación del rango de carga de los miembros de un puente incluyen los efectos de cargas longitudinales en combinación con los efectos de carga viva y muerta hechos en el nivel de operación. Cuando la estabilidad longitudinal es considerada inadecuada, a la estructura se le puede fijar una velocidad restringida. Además, las cargas longitudinales deberían ser usadas en la evaluación adecuada de los elementos de la subestructura.

**7. Cargas ambientales.** La evaluación del rango de carga de los miembros de un puente incluyen los efectos de cargas ambientales en combinación con los efectos de carga viva y muerta hechos en el nivel de Operación.

**a. Viento.** Cargas laterales debidas al viento normal no necesitan ser consideradas en el rango de carga.

Sin embargo, los efectos del viento en estructuras especiales como puentes movibles, puentes suspendidos y otras estructuras de alta elevación deben ser evaluados.

**b. Sismo.** Las cargas de terremotos no deben ser consideradas en los cálculos del rango de carga o en la determinación de las restricciones de carga viva.

Para evaluar la resistencia de la estructura a fuerzas sísmicas, los métodos descritos en la División I-A, del Diseño Sísmico de las Especificaciones de Diseño de la AASHTO deben ser usadas.

**c. Efectos térmicos.** Los esfuerzos causados por cambios térmicos no deben ser considerados en los cálculos del rango de carga excepto para claros largos de puentes y arcos de concreto.

**d. Flujos de corriente.** Fuerzas causadas por los movimientos del agua no deben ser consideradas en los cálculos del rango de carga. Sin embargo, acciones preventivas deben ser

consideradas si estas fuerzas son especialmente críticas para la estabilidad de la estructura.

**e. Presión de hielo.** Fuerzas causadas por la presión del hielo deben ser consideradas en la evaluación de los elementos de la subestructura en las regiones donde dichos efectos pueden ser significativos. Si las fuerzas son especialmente importantes, una acción correctiva puede ser recomendada.

### **C. Documentación**

La evaluación del rango de un puente debe ser completamente documentada por escrito incluyendo toda la información de respaldo, como reportes de inspecciones de campo, datos de pruebas de carga y materiales, todos los cálculos de soporte y un claro relato de todos las asunciones usadas en los cálculos del rango de carga. Si un modelo de computadora fue usado, los datos de ingreso deben ser retenidos para un futuro uso.