

Resistencia a compresión de columnas tubulares hechas con perfiles omega de lámina delgada, formados en frío

Jairo Uribe Escamilla

Como se dijo en un artículo anterior, Ref. 1, los perfiles hechos con lámina de acero plegada en frío se utilizan ampliamente en la construcción. El proceso de formado puede aumentar de manera notable su resistencia por entrar el material en la zona de endurecimiento por deformación. Por otra parte, el que muchos de ellos posean una gran reserva de resistencia después de la aparición del pandeo local hace que su diseño presente diferencias importantes con el de los perfiles laminados. La gran variedad de posibles configuraciones impide que una norma de diseño cubra todos los casos, por lo cual para aquellas situaciones que no se pueden calcular con las ecuaciones de la norma, ésta prescribe que su comportamiento ante cargas de servicio y últimas se determine experimentalmente. En éste se presentan los resultados de la segunda parte de una investigación realizada en la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, sobre columnas tubulares hechas con dos tipos de perfiles omega formados en frío, de 2 mm de espesor, cosidos con remaches. Esta segunda etapa se orientó a desarrollar un método de diseño que permita predecir su resistencia con adecuada confiabilidad. Dichas columnas se cargaron axialmente y las cargas máximas obtenidas se compararon con las obtenidas en curvas de columnas de miembros similares con unión continua, calculadas con base en las indicaciones de las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, NSR-98, Ref. 2, y en la North American Specification for the Design of

Cold-Formed Steel Structural Members: 2001 Edition, del American Iron and Steel Institute (Aisi), Ref. 3.

Se dedujo que desde el punto de vista de capacidad portante no resulta económico utilizar los perfiles más anchos, pues la pérdida de eficiencia por el pandeo local los hace fallar con cargas inferiores a las obtenidas para los perfiles de menor dimensión. Por otra parte, para predecir con una confiabilidad adecuada la resistencia verdadera de las columnas estudiadas es preciso utilizar las fórmulas dadas por el Aisi pero con coeficientes de reducción de capacidad, ϕ , de 0,80 y 0,70 para los dos tipos estudiados. Por último, se formulan recomendaciones para futuros trabajos.

INTRODUCCIÓN

La construcción con perfiles de acero formados en frío constituye hoy en día el renglón de más rápido crecimiento en el campo de las construcciones de acero. Su versatilidad, posibilidad de uso múltiple, resistencia, durabilidad y economía la hacen excepcionalmente apropiada como complemento en la construcción de edificios altos y por sí sola como estructura en edificios de menor altura y en vivienda económica.

Entre las empresas que producen perfiles de acero formados en frío en Colombia se destaca la Corporación

de Acero (Corpacero). La calidad de sus productos es reconocida no sólo en el país sino también en países vecinos, a los cuales se exportan con éxito creciente.

El Grupo de Investigación de Estructuras y Materiales de la Escuela Colombiana de Ingeniería (Gimeci) ha venido ofreciendo a las empresas del sector la posibilidad de llevar a cabo proyectos de investiga-

ción, que contribuyan al fomento y divulgación de las estructuras metálicas.

El diseño de miembros estructurales hechos con perfiles de lámina de acero plegada en frío está gobernado por el capítulo

F.6 de las NSR-98, Ref. 2. Ante la imposibilidad de cubrir en la norma la enorme variedad de alternativas que ofrece este tipo de estructuras, ésta establece que para aquellos casos en que el cálculo de su capacidad de carga no puede hacerse de acuerdo con lo estipulado en la misma, se debe establecer su comportamiento estructural por medio de ensayos.

Las columnas tubulares formadas con perfiles omega, cosidos con un procedimiento especial de remachado en frío, constituyen uno de estos

La construcción con perfiles de acero formados en frío constituye hoy en día el renglón de más rápido crecimiento en el campo de las construcciones de acero.

Ingeniero civil, M.Sc., Ph.D. Profesor titular y miembro del Consejo Directivo de la Escuela Colombiana de Ingeniería.
juribe@escuelaing.edu.co

casos y Corpacero, que estaba interesada en introducir las al mercado, acogió nuestro ofrecimiento y nos solicitó estudiar columnas formadas con estos perfiles, pero con unión a intervalos en lugar de continua.

OBJETIVO

El sistema estudiado en la fabricación de estas columnas es un sistema patentado de unir metales mediante troqueles de estampado que forman el remache en frío utilizando el mismo material de las piezas que se van a unir. En la Ref. 1 se enumeran las ventajas de este sistema con respecto a métodos tradicionales como la soldadura de punto por resistencia, los remaches aplicados en frío y los tornillos.

El objetivo de la investigación planteada fue desarrollar un método que permitiera predecir su resistencia con un grado de confiabilidad similar al establecido en las NSR-98 para miembros estructurales parecidos. Con este propósito se ensayaron columnas fabricadas con los dos perfiles mostrados en la figura 1, que difieren en el ancho de la parte superior: 203 mm en un caso y 254 mm en el otro.

Dichos perfiles tienen un solo eje de simetría. En la parte b) se puede observar el perfil tubular que resulta al unir dos perfiles omega iguales, por las pestañas. Se tendrá entonces una sección doblemente simétrica,

lo cual ofrece considerables ventajas desde el punto de vista de su comportamiento estructural y, por lo tanto, será más eficiente. La unión de las aletas se hizo con remaches cada 100 mm.

PROGRAMA DE ENSAYOS

El autor explicó en la Ref. 1 las peculiaridades del diseño con perfiles formados en frío. Con base en ellas se decidió efectuar ensayos a tensión tanto del material virgen como de la sección completa, cuyos resultados ya se presentaron en la referencia citada. Para esta etapa del proyecto se hicieron los siguientes ensayos:

- Ensayos a compresión axial de columnas cortas.
- Ensayos a compresión axial de columnas de longitud intermedia.

Estos ensayos y los de flexión constituyen la base para evaluar la capacidad portante de miembros sometidos a solicitaciones combinadas. Se espera que en futuras etapas se investiguen dichas solicitaciones.

RESISTENCIA A COMPRESIÓN AXIAL DE DOS PERFILES UNIDOS POR LAS ALETAS PARA FORMAR UNA SECCIÓN TUBULAR

La primera fase de la investigación contemplaba el ensayo de columnas sometidas a compresión axial. La comprobación de su resistencia es el

primer paso para desarrollar expresiones que cubran el caso más general de columnas-vigas, puesto que en las ecuaciones correspondientes entra dicho valor. Para que los resultados fueran útiles era preciso ensayar columnas que cubrieran todo el intervalo inelástico. Por las dimensiones de los perfiles era imposible hacerlo, excepto para las columnas más pequeñas, en la máquina universal o en el marco de pruebas disponibles en la Escuela Colombiana de Ingeniería o en otros laboratorios de la ciudad. Fue necesario entonces diseñar un marco que permitiera efectuar estos ensayos, el cual se fabricó en Corpacero, lo mismo que los aditamentos para simular apoyos articulados. A continuación se describen las características principales de dichos equipos.

Marco de pruebas

El marco de pruebas requerido debía tener la altura suficiente para probar columnas de hasta cinco metros. Por otra parte, era necesario que tuviera suficiente rigidez para garantizar que la carga se aplicara axialmente. Se optó por diseñar un marco constituido por cuatro columnas, con sus correspondientes amarres en sus extremos superior e inferior, arriostramientos adecuados y una viga desplazable que puede ajustarse a diversas alturas en intervalos de 500 mm.

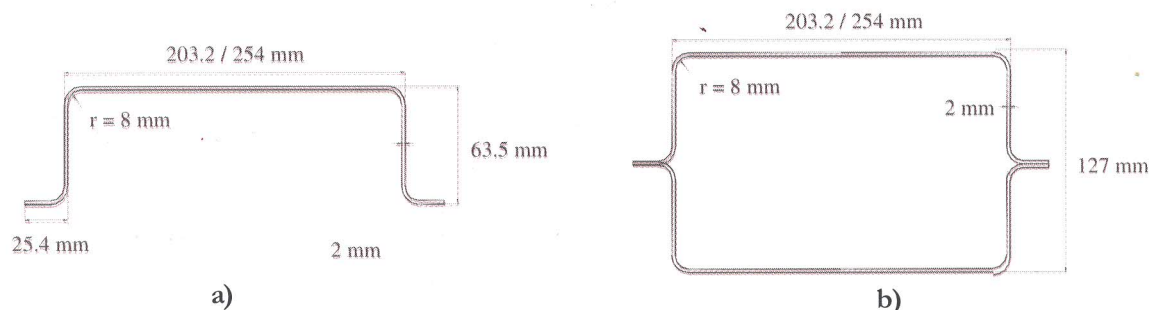


Figura 1. Perfiles omega utilizados en esta investigación: a) perfiles individuales; b) ensamble para columnas.

Aditamentos para los extremos

Para formular un método de diseño es indispensable conocer las condiciones exactas de apoyo de la columna. Lo más conveniente es simular apoyos articulados que impidan el desplazamiento pero no el giro, ya que las curvas de columnas establecidas en las normas utilizan dicha condición como base de referencia.

Por otra parte, es prácticamente imposible fabricar columnas absolutamente rectas, por lo cual es necesario ajustarlas una vez colocadas en el marco, para garantizar al máximo que la carga sea axial. Con este fin se diseñaron aditamentos que permiten ajustes no solamente con desplazamientos lineales sino también rotacionales. Dichos aditamentos también se fabricaron en los

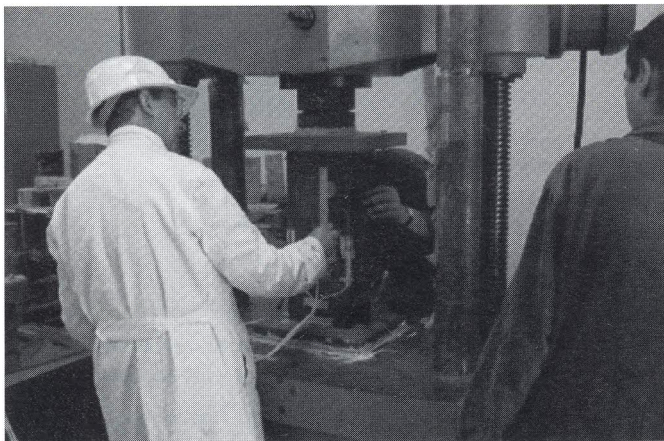


Figura 2. Centrado de una columna corta en la máquina de ensayo.

talleres de Corpacero. El autor y otros investigadores habían utilizado satisfactoriamente apoyos semejantes en la Universidad de Cornell, Refs. 8 y 9.

Resistencia de columnas cortas, doblemente empotradas

Para empezar esta primera serie de ensayos, se probaron cuatro columnas: dos de 203 mm (8 pulg) y dos de 254 mm (10 pulgadas), con una longitud de 500 mm. Por ser relativamente cortas, las pruebas se hicieron en la misma máquina universal Shimadzu que se utilizó para ensayar a tensión las probetas de material virgen y los perfiles sencillos.

Se trataron de impedir tanto el desplazamiento como la rotación, colocan-

Tabla 1
Resistencia de columnas cortas, $KL = 250$ mm

Probeta	Dimensiones (mm)				Área mm ²	P _u	
	Ancho	Altura	Aleta	Espesor		(ton)	(kN)
C850 - P1	203,4	127,1	32,8	2,00	1.490	21,3	209
C850 - P2	204,4	125,8	33,7	2,00	1.496	25,8	253
C850 - Prom.	203,9	126,5	33,3	2,00	1.493	23,6	231
C1050 - P1	253,6	126,4	33,1	2,00	1.691	26,3	257
C1050 - P2	254,8	126,6	32,7	2,00	1.693	28,0	274
C1050 - Prom.	254,2	126,5	32,9	2,00	1.692	27,1	266

do las columnas directamente contra unas placas de apoyo y fijando éstas a los cabezotes de la máquina con yeso de endurecimiento rápido, como se puede observar en la figura 2. La condición resultante se puede asimilar entonces a una de empotramiento en cada extremo. La alineación se hizo manualmente, centrando la columna en la máquina como se puede observar en la misma figura, donde se pueden ver también los deformímetros eléctricos que se colocaron para verificar que la carga fuera axial y para detectar el inicio del pandeo local.

Se observó que por el alto valor de la relación ancho/espesor de los elementos principales no pudo evitarse su pandeo local en la proximidad de las placas de apoyo, produciéndose por lo tanto una aplicación no uniforme de la carga cuando al aumentar ésta se iniciaba dicho fenómeno. Lo anterior condujo en todos los casos a fallas localizadas en los extremos, del tipo mostrado en la figura 3.

Los resultados de los ensayos de estas cuatro columnas se presentan en la tabla 1.

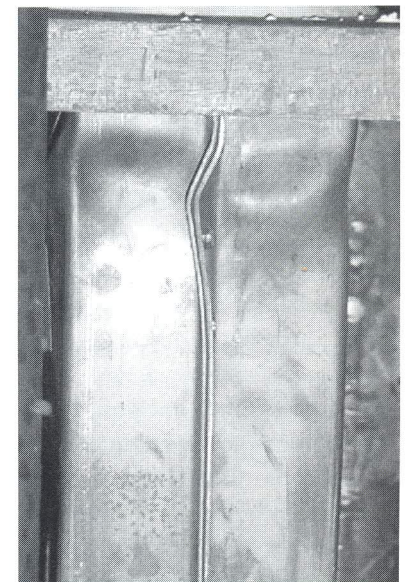
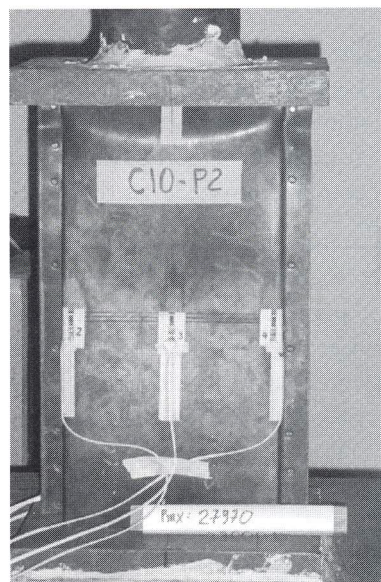


Figura 3. Falla de la columna C10-P2, $KL = 250$ mm.

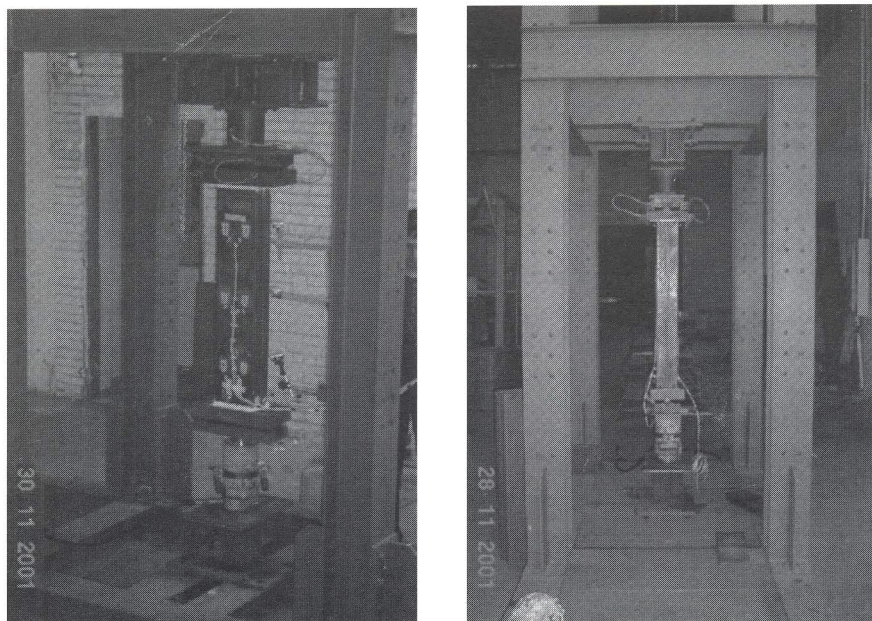


Figura 4. Ensayo de columnas articuladas.

Resistencia de columnas de longitud intermedia, doblemente articuladas

Como las siguientes columnas de la serie tenían una longitud de por lo menos 1 m, su ensayo se hizo en el marco de pruebas descrito anteriormente. Para aplicar la carga se utilizó un gato hidráulico con capacidad de 50 ton y para medirla, una celda de carga de igual capacidad. La disposición general se puede apreciar en la figura 4.

Para lograr la axialidad de la carga se midieron las deformaciones causadas por ella mediante galgas eléctricas colocadas en los cuartos de la altura y las deflexiones con deformímetros mecánicos localizados en posiciones similares de las aletas. Se utilizó una caja de conmutación manual para entrar en el circuito cada una de las doce galgas. Los tanteos se hicieron aplicando las cargas en incrementos de aproximadamente 10% de la carga esperada de falla, sin superar nunca 30% de dicha carga.

Los resultados de todos los ensayos aparecen en la tabla 2. A continuación se describen las dificultades encontradas, el modo de solucionarlas y los tipos de falla presentados por las diferentes probetas.

Quizás por la falta de maquinaria apropiada no fue posible fresar los extremos de las columnas para

que las superficies de apoyo quedaran completamente planas y paralelas. El problema se hizo tanto más notorio cuanto más largas eran las columnas. En las columnas de uno y dos metros se trató de subsanarlo haciendo una especie de refrentado con el mismo yeso de endurecimiento rápido que se había utilizado en los ensayos de columnas cortas. En columnas de mayor longitud no fue posible aplicar el refrentado porque el peso de la columna dificultaba manipularla suavemente.

Es posible que esta falta de uniformidad en el apoyo y de paralelismo causara fallas prematuras por arrugamiento en la vecindad de aquéllos.

Las columnas de 3 m y de 4,20 m fallaron por pandeo general, algunas veces casi exactamente en el centro, como en la columna de la figura 5.

En cuanto al comportamiento de los remaches, fue satisfactorio en la mayoría de los casos. La única falla se presentó cuando los remaches se dejaron muy cercanos al borde, produciéndose en este caso una separación de los dos perfiles que sin lugar a duda precipitó la falla de la columna.

Tabla 2
Resistencia de columnas intermedias

Probeta	Dimensiones (mm)				Área mm ²	P _u	
	Ancho	Altura	Aleta	Espesor		(ton)	(kN)
C8100 - P1	202,9	127,2	34,9	2,0	1.506	23,3	229
C8100 - P2	207,2	127,5	26,2	2,0	1.454	19,4	190
C10100 - P1	253,7	127,4	34,3	2,0	1.705	20,6	202
C10100 - P2	252,9	127,9	34,9	2,0	1.708	18,3	179
C8200 - P1	219,5	127,7	33,0	2,0	1.559	21,1	207
C8200 - P2	207,9	127,8	33,9	2,0	1.520	19,3	189
C10200 - P1	253,8	126,4	32,8	2,0	1.689	19,4	190
C8300 - P1	206,9	127,5	29,9	2,0	1.483	20,2	198
C8300 - P2	206,9	127,5	29,9	2,0	1.483	17,3	170
C10300 - P1	253,7	126,8	35,6	2,0	1.713	17,6	172
C10300 - P2	253,3	127,2	32,8	2,0	1.690	17,1	167
C8420 - P1	204,9	127,8	21,9	2,0	1.412	16,7	163
C8420 - P2	204,6	129,1	22,7	2,0	1.422	14,4	141
C10420 - P1	254,9	129,6	21,9	2,0	1.619	14,8	145
C10420 - P2	254,9	129,8	21,5	2,0	1.617	12,8	125

Resistencia de miembros cargados a compresión axial según las normas NSR-98

Para el estudio de columnas es necesario considerar primero el caso de columnas cargadas a compresión axial. En general, los pedestales o columnas muy cortas pueden fallar por el estado límite de aplastamiento; las columnas de longitud intermedia, por el estado límite de pandeo inelástico, y las columnas largas, por el estado límite de pandeo elástico. Los perfiles hechos con lámina doblada en frío suelen tener relaciones ancho plano/espesor muy grandes y por lo tanto se presenta a menudo pandeo local antes de alcanzar su capacidad última para soportar cargas. Mientras que en perfiles laminados la aparición del pandeo local suele estar muy cerca de la capacidad última, no es éste el caso en los perfiles que nos ocupan, que comúnmente tienen una gran resistencia posterior a dicho pandeo local. Para ellos la resistencia de diseño según las normas NSR-98 se calcula con:

$$\phi_c = 0,85 \quad (4.1)$$

$$P_n = A_e F_n \quad (4.2)$$

En donde A_e es el área efectiva al esfuerzo F_n , y F_n se determina así:

$$\text{Para } F_c > \frac{F_y}{2}: \quad F_n = F_y \left(1 - \frac{F_y}{4F_c} \right) \quad (4.3)$$

$$\text{Para } F_c \leq \frac{F_y}{2}: \quad F_n = F_c \quad (4.4)$$

F_c = el menor de los esfuerzos elásticos de pandeo, por flexión, torsión y flexotorsión. En este caso, para secciones doblemente simétricas, no sometidas a torsión:

$$F_c = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad (4.5)$$

En donde:

E = módulo de elasticidad

K = coeficiente de longitud efectiva

L = longitud no arriostrada del miembro

r = radio de giro de la sección transversal completa no reducida

Para el cálculo del área efectiva, A_e , se utiliza el concepto de ancho efectivo. Para evaluarlo es necesario distinguir entre elementos rigidizados y no rigidizados. Se dice que un elemento a compresión está rigidizado cuando ambos bordes del elemento, en la dirección de la

carga, están unidos a otros elementos del miembro; cuando sólo uno de los bordes lo está, se dice que es un elemento no rigidizado. Las expresiones de las normas para evaluar dicho ancho son:

Anchos efectivos en elementos rigidizados

$$b = w \text{ cuando } \lambda \leq 0,673 \quad (4.6)$$

$$b = \rho w \text{ cuando } \lambda > 0,673 \quad (4.7)$$

en donde w es el ancho plano definido en la figura F.6-1 de las normas:

$$\rho = \frac{1 - (0,22/\lambda)}{\lambda} \quad (4.8)$$

λ es un factor de esbeltez determinado así:

$$\lambda = \left(\frac{1,052}{\sqrt{k}} \right) \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (4.9)$$

en donde:

f = el esfuerzo en la fibra más solicitada. Para determinar la capacidad de carga, dicho esfuerzo es el F_n calculado con las ecuaciones (4.3) o (4.4), según corresponda.



Figura 5. Pandeo general de una columna de 4.200 mm.

k = coeficiente de pandeo de placa. Tiene valor 4 para elementos rigidizados apoyados por otro elemento en cada borde longitudinal, y
 t = espesor de los elementos rigidizados comprimidos uniformemente.

Anchos efectivos en elementos no rigidizados

Los anchos efectivos, b , de elementos no rigidizados en compresión uniforme deben determinarse según lo dispuesto en las ecuaciones (4.6) y (4.7), salvo que el coeficiente k debe tomarse igual a 0,43 y w se define en la figura F.6-3 de las normas.

Anchos efectivos en elementos con un rigidizador de borde

Para las siguientes expresiones se usa la siguiente nomenclatura:

$$S = 1,28 \sqrt{\frac{E}{f}}$$

d, w, D = dimensiones definidas en la figura F.6-5 de las normas NSR-98.

d_s = ancho efectivo reducido del rigidizador.
 d_s^* = ancho efectivo del rigidizador calculado como elemento no rigidizado (véanse la sección F.6.2.3 y la figura F.6-5 de las normas NSR-98).

C_1, C_2 = coeficientes definidos en la figura F.6-5 de las normas NSR-98.

A_s = área reducida del rigidizador.
 I_a = momento de inercia adecuado del rigidizador, de tal forma que cada elemento componente se comporte como un elemento rigidizado.

I_s, A_s' = momento de inercia del rigidizador completo con respecto a su eje centroidal paralelo al elemento que va a rigidizar y el área efectiva del rigidizador, respectivamente. Para rigidizadores de borde, la esquina redondeada entre el rigidizador y el elemento que se va a rigidizar no debe considerarse parte del rigidizador.

Para el rigidizador mostrado en la figura F.6-5:

$$I_s = d^3 t \text{ sen}^2 t / 12.$$

Para calcular la capacidad de carga se consideran dos casos según sea el valor de la relación w/t :

Caso I

$$\frac{w}{t} \leq \frac{S}{3} \quad (4.10)$$

$I_a = 0$ (no se necesita rigidizador de borde)

$b = w$

$d_s = d_s^*$ para rigidizador de pestaña sencilla

Caso II

Para: $\frac{S}{3} < \frac{w}{t} < S$:

$$\frac{I_a}{t^4} = 399 \left[\frac{(w/t)}{S} - 0,33 \right]^3 \quad (4.11)$$

$$n = \frac{1}{2}$$

$$C_2 = \frac{I_s}{I_a} \leq 1$$

$$C_1 = 2 - C_2$$

b debe calcularse de acuerdo con las ecuaciones (4.6) y (4.7), en donde:

$$k = \left[4,82 - 5 \left(\frac{D}{w} \right) \right] \left(\frac{I_s}{I_a} \right)^n + 0,43 \leq 5,25 - 5 \left(\frac{D}{w} \right) \quad (4.12)$$

Para $0,8 \geq \frac{D}{w} > 0,25$: $k = 3,57 \left(\frac{I_s}{I_a} \right)^n + 0,43 \leq 4,0$ (4.13)

Para $\frac{D}{w} \leq 0,25$: $d_s = d_s^* \left(\frac{I_s}{I_a} \right) \leq d_s^*$ (4.14)

Para rigidizador de pestaña sencilla:

$$A_s = A_s' \left(\frac{I_s}{I_a} \right) \leq A_s' \quad (4.15)$$

Caso III

$$\frac{w}{t} \geq S \quad (4.16)$$

$$\frac{I_a}{t^4} = \left[\frac{115(w/t)}{S} \right] + 5$$

C_1, C_2, b, k, d_s, A_s calculadas como en el caso II, con $n = 1/3$.

Resistencia de miembros cargados a compresión axial según las normas Aisi-1996 y 2001

La norma vigente del American Iron and Steel Institute (Aisi) es la de 2001, Ref. 3. En ella el coeficiente de reducción de capacidad ϕ y la expresión general para calcular la resistencia axial nominal P_n son las mismas de la edición de 1991, Ref. 4, que sirvió de base para las normas NSR-98, y de la edición de 1996, Ref. 5, o sea:

$$\phi_c = 0,85 \quad (4.1)$$

$$P_n = A_c F_n \quad (4.2)$$

Sin embargo, las ecuaciones de diseño para calcular los esfuerzos de pandeo flector elástico e inelástico se cambiaron por las utilizadas en las normas del American Institute of Steel Construction (Aisc), desde 1993, Ref. 6, a saber:

$$\text{Para } \lambda_c \leq 1,5: \quad F_n = (0,658 \lambda_c^2) F_y \quad (4.17)$$

$$\text{Para } \lambda_c > 1,5: \quad F_n = \left(\frac{0,877}{\lambda_c^2} \right) F_y \quad (4.18)$$

$$\text{En donde:} \quad \lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_c}} = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (4.19)$$

En el comentario a las normas Aisi-2001, Ref. 7, el cambio de las ecuaciones (4.3) y (4.5) por las ecuaciones (4.17) para el pandeo inelástico y (4.18) para el elástico se justifica con las siguientes razones:

1. Las ecuaciones (4.17) y (4.18) se basan en un modelo básico de resistencia diferente. Pekoz y Summer, citados en la Ref. 7, demostraron con los resultados del ensayo de 299 columnas y columnas-vigas, que éstos se ajustaban más a las nuevas ecuaciones.

2. Las nuevas ecuaciones propuestas representan la resistencia máxima y le dan una adecuada consideración a la falta de rectitud inicial, lo cual se refleja en mayor concordancia con los resultados experimentales. Esto permite reducir el factor de seguridad, dejándolo uniforme para todos los valores de λ_c , y obtener resultados muy similares usando ambas filosofías: la de diseño para estados límites y la de diseño por esfuerzos admisibles. En efecto, usando los valores de factor de seguridad y coeficiente de reducción de capacidad especificados para ellas en las normas Aisi-2001, los resultados obtenidos utilizando ambos enfoques serían aproximadamente los mismos para una proporción de carga viva a carga muerta igual a 5.

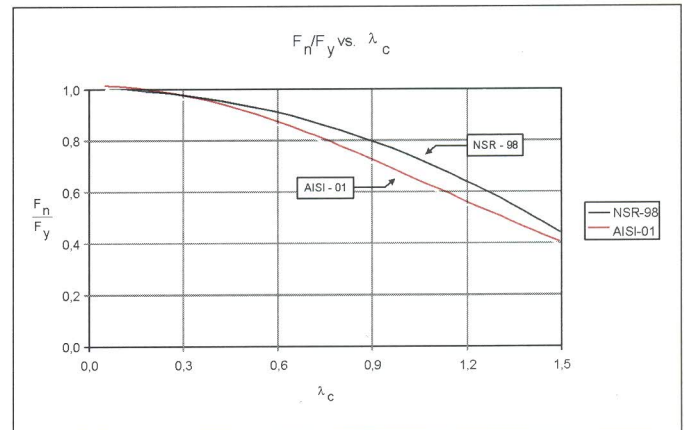


Figura 6. Comparación entre las ecuaciones para evaluar los esfuerzos críticos de pandeo, según las normas NSR-98 y Aisi-2001.

En la figura 6 se comparan con parámetros adimensionales, para el caso general, las curvas correspondientes a las normas NSR-98 (equivalentes a las Aisi-1991) y a las Aisi-2001.

Por otra parte, en la figura 7 se dibujaron las curvas que conectan la relación de esbeltez con el esfuerzo crítico de pandeo, afectado por el coeficiente de reducción de capacidad, según las normas NSR-98 y Aisi-2001. En la misma figura se colocaron todos los resultados obtenidos experimentalmente.

Se observa que en trece de los dieciocho especímenes ensayados los esfuerzos obtenidos en las pruebas dieron por debajo de los calculados con las normas NSR-98. Si la comparación se hace con las normas Aisi-2001, dicho número se reduce a doce.

En la tabla 3 se presenta un resumen de los cálculos y comparaciones de los esfuerzos máximos obtenidos experimentalmente, con los valores nominales prescritos por las normas NSR-98 y Aisi 2001 para cada una de las columnas ensayadas.

En dicha tabla se observa que la relación entre los valores experimentales y los nominales calculados con las normas NSR-98 varía entre 0,66 y 0,88, con un promedio de 0,74 para las columnas C8. Para las C10 dichos valores pasan a ser 0,57, 0,94 y 0,71, respectivamente.

Si la comparación se hace con las normas Aisi-2001, la relación para los perfiles C8 varía entre 0,71 y 0,89, con un valor promedio de 0,78. Para los perfiles C10 la misma relación varía entre 0,63 y 0,94, con un promedio de 0,73.

Tabla 3

Comparación de resistencias a compresión, según las normas NSR-98 y Aisi-2001, con las obtenidas experimentalmente

Perfil	P_u (kN)	$P_{n \text{ exp}}$ (kN)		$P_u/P_{n \text{ exp}}$	
		NSR-98	Aisi - 01	NSR-98	Aisi - 01
C850 - P1	209	288	288	0,726	0,726
C850 - P2	253	287	286	0,882	0,885
C8100 - P1	229	283	281	0,809	0,815
C8100 - P2	190	272	269	0,699	0,706
C8200 - P1	207	276	267	0,750	0,775
C8200 - P2	189	276	267	0,685	0,708
C8300 - P1	198	251	23	0,789	0,843
C8300 - P2	170	251	235	0,677	0,723
C8420 - P1	163	212	191	0,769	0,853
C8420 - P2	141	215	194	0,656	0,727
C1050 - P1	257	291	290	0,883	0,886
C1050 - P2	274	291	291	0,942	0,942
C10100 - P1	202	287	285	0,704	0,709
C10100 - P2	179	287	285	0,624	0,628
C10200 - P1	190	276	267	0,688	0,712
C10300 - P1	172	261	245	0,659	0,702
C10300 - P2	167	260	244	0,642	0,684
C10420 - P1	145	221	200	0,656	0,725
C10420 - P2	125	221	200	0,566	0,625

Si sólo se comparan los resultados de las columnas de longitud intermedia, o sea las ensayadas con los extremos articulados, los límites superiores de los intervalos descienden a 0,81 y 0,85 para las C8, en el mismo orden anterior, con promedios de 0,73 y 0,77.

Para las columnas C10 los máximos valores de la relación pasan a ser 0,70, con respecto a las normas NSR-98, y 0,73, con respecto a las Aisi-2001. Los respectivos promedios son entonces 0,65 y 0,68.

Al evaluar ahora los coeficientes de reducción experimentales, definidos como:

$$\phi_c = P_u / P_n = P_u / A_c F_n$$

se obtienen los valores de las columnas 6 y 7 de la tabla 4, según sea que se utilicen para evaluar la resistencia nominal, $A_c F_n$, o las ecuaciones de unas u otras normas.

Los valores de estos coeficientes de reducción experimentales varían entonces entre 0,70 y 1,02, con promedio de 0,84, para las columnas C8, referidas a las normas NSR-98, y entre 0,77 y 1,02, con promedio de 0,87, si los cálculos se hacen con las normas Aisi-2001.

Considerando ahora las columnas C10, los coeficientes de reducción varían entre 0,60 y 1,09, con promedio de 0,80, en el primer caso, y entre 0,66 y 1,09, con promedio de 0,83, en el segundo.

Si en la comparación sólo se tienen en cuenta las columnas de longitud intermedia, los valores máximos se reducen a 0,93 y 0,94, con promedios de 0,82 y 0,85, para las columnas C8. El primer valor se basa en las normas NSR-98 y el segundo en las normas Aisi-2001.

Para las columnas C10 los valores máximos de los coeficientes de reducción son 0,81 y 0,82 en una y otra norma, con promedios de 0,73 para las NSR-98 y 0,76 para las Aisi-2001.

Las figuras 8 y 9 presentan las resistencias axiales nominales y experimentales para las columnas con perfiles 8 y 10, respectivamente.

Es importante señalar que en esta serie de ensayos de columnas de longitud intermedia, las cargas de falla de las C10 estuvieron sistemáticamente por debajo de las obtenidas para las C8 de igual longitud, a pesar de tener mayor área transversal. La relación entre los valores de las C10 y los de las C8 varió entre 0,89 y 0,96, con un promedio de 0,92.

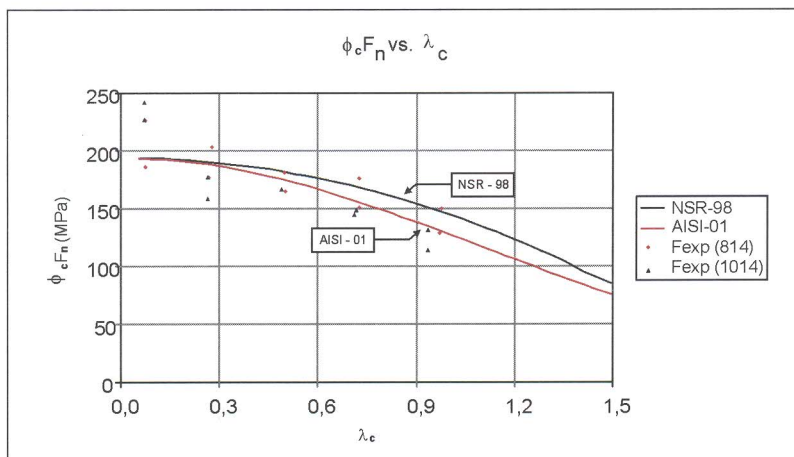


Figura 7. Comparación entre los esfuerzos críticos de pandeo nominales reducidos y los obtenidos experimentalmente.

Tabla 4
 Coeficientes de reducción de capacidad experimentales:
 $\phi_c = P_u / P_n = P_u / A_e F_n$

Perfil	KL (mm)	λ_c	P_n (kN)		$\phi_c = P_u/P_n$	
			NSR-98	AISI - 01	NSR-98	Aisi - 01
C850 - P1	325	0,076	248	248	0,84	0,84
C850 - P2	325	0,077			1,02	1,02
C8100 - P1	1.184	0,278	245	243	0,93	0,94
C8100 - P2	1.184	0,270			0,78	0,78
C8200 - P1	2.184	0,503	237	230	0,87	0,90
C8200 - P2	2.184	0,508			0,80	0,82
C8300 - P1	3.184	0,734	224	212	0,88	0,93
C8300 - P2	3.184	0,734			0,76	0,80
C8420 - P1	4.384	0,989	202	184	0,81	0,89
C8420 - P2	4.384	0,981			0,70	0,77
C1050 - P1	325	0,074	251	251	1,02	1,02
C1050 - P2	325	0,074			1,09	1,09
C10100 - P1	1.184	0,268	248	246	0,81	0,82
C10100 - P2	1.184	0,268			0,72	0,73
C10200 - P1	2.184	0,496	240	235	0,79	0,81
C10300 - P1	3.184	0,726			0,75	0,79
C10300 - P2	3.184	0,720	228	217	0,73	0,77
C10420 - P1	4.384	0,948			0,70	0,76
C10420 - P2	4.384	0,945	208	190	0,60	0,66

ron 0,84 y 1,02 para las dos probetas ensayadas, y 1,02 y 1,09 para las C10.

3. Utilizando como base los valores calculados con las ecuaciones de las normas NSR-98, para las columnas de longitud intermedia los coeficientes de reducción varían entre 0,70 y 0,93, con promedio de 0,82 para las C8, y entre 0,60 y 0,81, con promedio de 0,73, para las C10.

4. Si los valores básicos son los calculados con las normas Aisi-2001, los coeficientes de reducción varían entre 0,77 y 0,94, con promedio de 0,85 para las columnas C8, y entre 0,66 y 0,82, con promedio de 0,76, para las columnas C10.

5. En consecuencia, no se considera seguro diseñar columnas tubulares constituidas por los perfiles omega unidos por las aletas con remaches integrales, objeto de este estudio, con las ecuaciones que las normas NSR-98 indican para columnas tubulares con unión continua de las aletas, ya que dichas normas prescriben $\phi_c = 0,85$.

6. Aunque la diferencia es menor, tampoco se considera seguro diseñar dichas columnas con las prescripcio-

Al observar la figura 8 se nota que los resultados experimentales de seis de los diez especímenes probados con aletas de 203 mm están por debajo de lo estipulado por las normas NSR-98. Este número se reduce a cinco cuando se comparan con las especificaciones AISI-2001.

Pasando ahora a la figura 9, que corresponde a los especímenes con aletas de 254 mm, se ve que con excepción de las columnas muy cortas, todas las demás –siete en total– fallaron con cargas inferiores a las calculadas con ambas normas.

CONCLUSIONES

El análisis de resultados conduce a las siguientes conclusiones:

1. En trece de las dieciocho columnas ensayadas los esfuerzos de falla obtenidos en las pruebas dieron por debajo de los calculados con las normas NSR-98. Si la comparación

se hace con las normas Aisi-2001, dicho número se reduce a doce.

2. Se exceptúan las columnas muy cortas: para las C8 los coeficientes de reducción experimentales die-

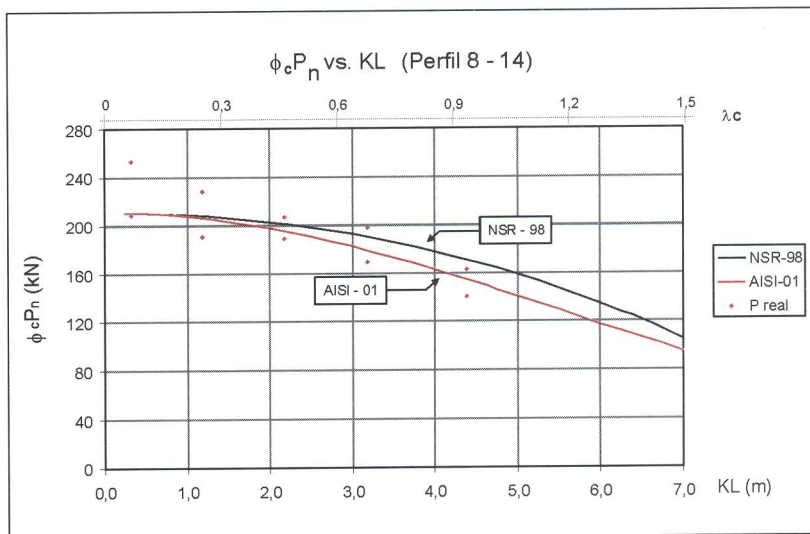


Figura 8. Resistencias axiales nominales y experimentales para las columnas C8.

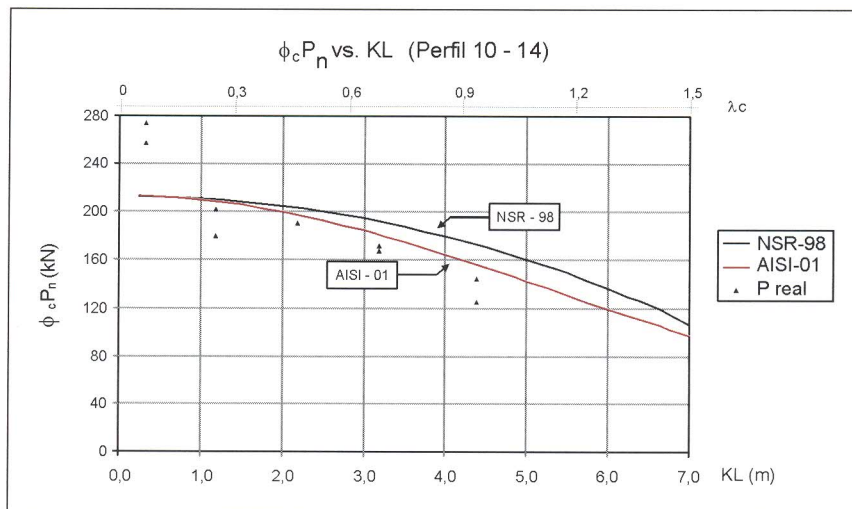


Figura 9. Resistencias axiales nominales y experimentales para las columnas C10.

nes de las normas Aisi-2001, por la misma razón.

7. Las columnas C10 se consideran ineficientes desde el punto de vista de resistencia ante cargas axiales de compresión, pues a pesar de tener una sección transversal con un área nominal 14,3% mayor que la de las columnas C8, sus cargas últimas estuvieron entre 11 y 4% por debajo de las de éstas. La reducción promedio fue del 8%.

RECOMENDACIONES

Con base en las conclusiones anteriores, se formulan las siguientes recomendaciones:

Resistencia a compresión axial de las columnas C8 y C10

1. La resistencia a compresión axial de estos perfiles utilizados como columnas tubulares muy cortas se puede calcular con seguridad con las ecuaciones pertinentes de las normas NSR-98, que involucran un $\phi_c = 0,85$.

2. Cuando los perfiles se utilizan para fabricar columnas de longitud

intermedia, con remaches integrales fabricados cada 100 mm, no debe calcularse su resistencia con las fórmulas prescritas para miembros con uniones continuas y este tipo de sollicitación en las normas NSR-98, pues hacerlo iría contra la seguridad. En vez de esto se propone utilizar las ecuaciones (4.2) y (4.3), que traen

estas normas pero con un coeficiente de reducción de capacidad, $\phi_c = 0,70$ para los perfiles C8 y $\phi_c = 0,60$ para los perfiles C10. Esta recomendación está sustentada en las figuras 10 y 11 y se mantendrá hasta que nuevas evidencias demuestren lo contrario.

3. Mejor aún, se recomienda utilizar las ecuaciones (4.17) y (4.18) de las normas Aisi-2001 para evaluar la resistencia nominal, pero con $\phi_c = 0,80$ para las columnas C8 y $\phi_c = 0,70$ para las columnas C10. El respaldo de esta recomendación está en las mismas figuras 10 y 11. Se aconseja usar estos valores mientras nueva evidencia no demuestre otra cosa.

4. Se recomienda no utilizar columnas C10 hechas con lámina de 2 mm (calibre 14), pues la aparición del pandeo local a niveles bajos de esfuerzo, por la alta relación ancho/espesor de su elemento principal, las hace muy ineficientes ante esta sollicitación. Su resistencia resulta inferior a las de las columnas C8 hechas con la misma lámina.

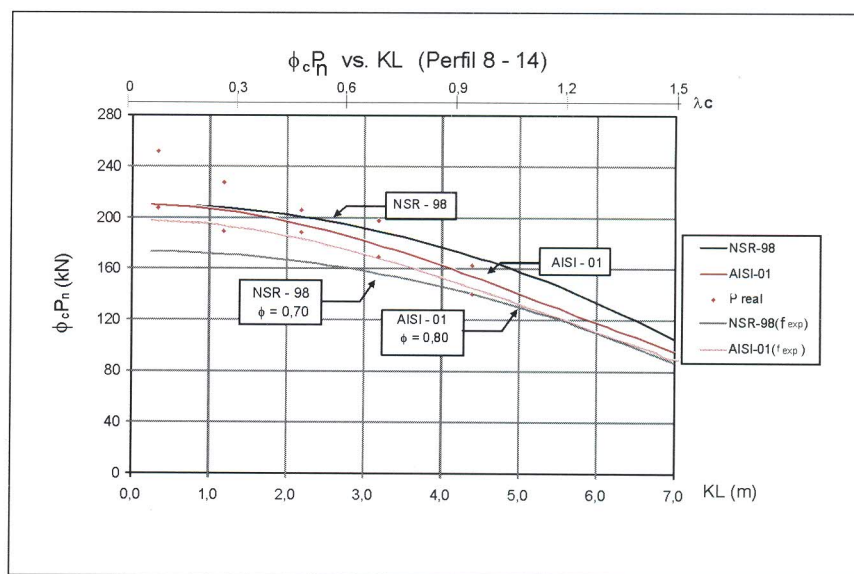


Figura 10. Propuesta de curvas de diseño para los perfiles de 203 mm.

Futuras investigaciones

5. Se recomienda estudiar el comportamiento de columnas C10 fabricadas con lámina de mayor espesor, si las dimensiones generales las hacen un producto atractivo para el mercado.

6. Podría ser útil estudiar el comportamiento de las columnas C8 con unión continua de las aletas por medio de resinas epóxicas, como las estudiadas por el autor en su disertación doctoral, Refs. 8 y 9. Esto permitiría establecer un límite superior de resistencia para considerar si se justifica o no disminuir la separación de los remaches a menos de los 100 mm establecidos para esta serie.

7. Se recomienda, como siguiente etapa en esta investigación, estudiar la resistencia de las columnas C8 al pandeo con respecto al eje fuerte. Con esto se tendrían estudiados dos de los parámetros principales que entran en las ecuaciones de interacción para el caso general de solicitaciones combinadas de compresión y flexión.

8. Además es necesario estudiar la resistencia a flexión con respecto al eje débil, tanto de los perfiles sencillos como del ensamblaje de dos de ellos para formar la sección tubular. Estos estudios son indispensables para formular recomendaciones de diseño en el caso general de carga axial combinada con flexión.

RECONOCIMIENTOS

El autor desea expresar sus agradecimientos a los ingenieros Roberto Pulido Gómez e Iván E. Ruiz Ortega, de Corpacero, y Carlos Alberto Rodríguez Flórez y Sandra Rocío Jerez Barbosa, de la Escuela Colombiana de Ingeniería, por su invaluable ayuda en la ejecución de este proyecto.

En el trabajo experimental contó con la colaboración de los señores Edgar Aranda Romero, Jairo Páez Páez y José Ramón Torres Mejía, laboratoristas de la Escuela.

REFERENCIAS

Uribe, J. "Resistencia a tensión de perfiles omega de lámina delgada, formados en frío", *Revista de la Escuela Colombiana de Ingeniería*, año 14, N° 54, abril-junio de 2004, pp. 7-16.

Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, NSR-98, Ley 400 de 1997 y Decreto 33 de 1998, publicadas por la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), 1998.

North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members: 2001 Edition, American Iron and Steel Institute (Aisi), Washington, D.C., Estados Unidos, 2002.

Load and Resistance Factor Design Specification for Cold-Formed Steel Structural Members, American Iron and Steel Institute (Aisi), Washington, D.C., Estados Unidos, 1991.

Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, American Iron and Steel Institute (Aisi), Washington, D.C., Estados Unidos, 1996.

Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction (Aisc), Chicago, Il., Estados Unidos, 1993.

Commentary to the North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members: 2001 Edition, American Iron and Steel Institute (Aisi), Washington, D.C., Estados Unidos, 2002.

Uribe, J., "Aspects of the Effects of Cold-Forming on the Properties and Performance of Light-Gage-Steel Structural Members", tesis presentada al profesorado de la Escuela de Posgrado de la Universidad de Cornell para optar al grado de *Doctor of Philosophy*, Ithaca, N.Y., Estados Unidos, 1969.

Uribe, J. y Winter, G., "Cold Forming Effects in Thin-Walled Steel Members", en *Effects of Cold Work in Cold-Formed Steel Structural Members*, *Cornell Engineering Research Bulletin*, N° 70-1, Cornell University, Ithaca, N.Y., Estados Unidos, 1970

Se recomienda estudiar el comportamiento de columnas C10 fabricadas con lámina de mayor espesor, si las dimensiones generales las hacen un producto atractivo para el

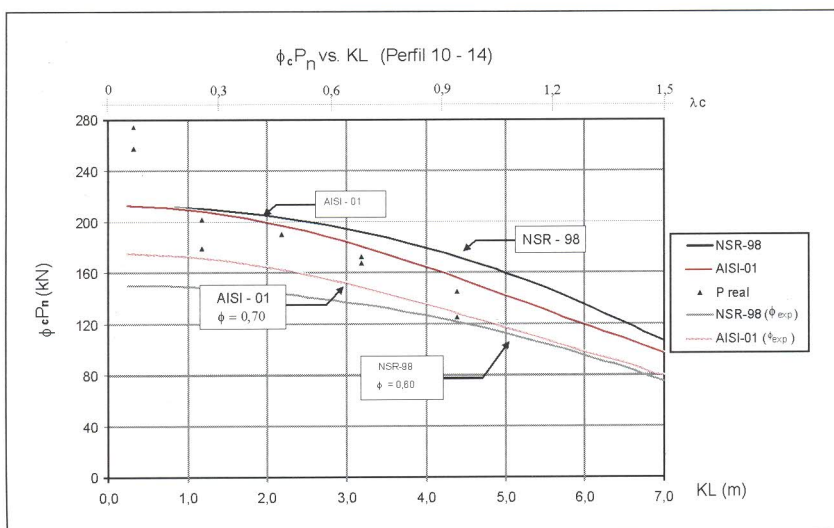


Figura 11. Propuesta de curvas de diseño para los perfiles de 254 mm.