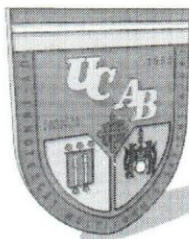


ADS 3237



Universidad Católica Andrés Bello
Vicerrectorado Académico
Dirección General de los Estudios de Postgrado
Área: Ingeniería
Programa: Ingeniería Estructural

METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS MIXTAS ACERO – CONCRETO SEGÚN LA NORMA AISC 360-10

Trabajo Especial de Grado Presentado Como Requisito para Optar al Título de
Especialista en Ingeniería Estructural.

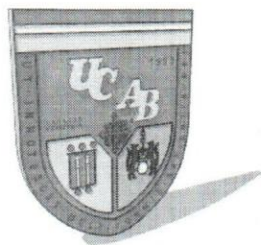
Autor:

ING. EDWARD CORIAT C.

Asesor:

ING. ARNALDO GUTIÉRREZ

Enero 2012



Universidad Católica Andrés Bello
Vicerrectorado Académico
Dirección General de los Estudios de Postgrado
Área: Ingeniería
Programa: Ingeniería Estructural

METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS MIXTAS ACERO – CONCRETO SEGÚN LA NORMA AISC 360-10

Este jurado, una vez realizado el examen del presente trabajo ha evaluado su contenido con el siguiente resultado: _____

JURADO EXAMINADOR

Firma:
Nombre:

Firma:
Nombre:

Firma:
Nombre:

Autor:

ING. EDWARD CORIAT C.

Asesor:

ING. ARNALDO GUTIÉRREZ

Enero 2012

APROBACIÓN DEL TUTOR

En mi carácter de Tutor del Trabajo Especial de Grado "**METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS MIXTAS ACERO – CONCRETO SEGÚN LA NORMA AISC 360-10**" presentado por el Ing. Edward Coriat C., titular de la cédula de identidad número 10.330.610, para optar al Título de Especialista en Ingeniería Estructural, considero que dicho Trabajo reúne los requisitos y méritos suficientes para ser sometido a la presentación pública y evaluación por parte del jurado examinador que se designe.

En la Ciudad de Caracas, a los 27 días del mes de Enero de 2012.

Ing. Arnaldo Gutiérrez
C.I. 2.960.419

AGRADECIMIENTO

Al Ingeniero Arnaldo Gutiérrez, quien gentilmente propuso el tema del presente trabajo de grado, apoyándome con sus conocimientos y buen criterio en el desarrollo del mismo.

INDICE DE CONTENIDO

LISTA DE FIGURAS.....	4
LISTA DE TABLAS	4
INTRODUCCIÓN	5
I. CAPÍTULO I. EL PROBLEMA	
I.1 Planteamiento del Problema.....	7
I.2 Objetivos de la investigación	8
I.2.1 Objetivo General.....	8
I.2.2 Objetivos Específicos.....	8
I.3 Justificación de la Investigación.....	9
I.4 Alcance de la Investigación.....	9
II. CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO	
II.1 Antecedentes	10
II.2 Bases Teóricas	11
II.2.1 Usos de columnas mixtas.....	11
II.2.2 Resistencia de las columnas mixtas	11
II.2.3 Requerimientos sísmicos para estructuras de acero y estructuras mixtas de acero-concreto.....	14
II.2.4 Ventajas, desventajas, consideraciones de diseño y limitaciones.....	21
II.3 Diseño de Columnas Mixtas	23
II.3.1 Determinación de la resistencia de columnas mixtas.....	23
II.3.2 Limitaciones y clasificación de las secciones mixtas rellenas por pandeo local.....	26
II.3.3 Resistencia a la Compresión	28
II.3.4 Resistencia a la Tracción	29
II.3.5 Resistencia al Corte	30
II.3.6 Resistencia a la Flexión	31
II.3.7 Interacción entre fuerza axial de compresión y flexión en el plano de simetría	32
II.4 Comparación entre los Métodos empleados por AISC y ACI	34

III. CAPÍTULO III. MARCO METODOLÓGICO

Recomendaciones de Diseño

III.1 Columnas SRC	36
III.1.1 Diseño de columnas solicitadas a Compresión.....	36
III.1.2 Diseño de columnas solicitadas a Tracción.....	37
III.1.3 Diseño de columnas solicitadas a Corte	37
III.1.4 Diseño de columnas solicitadas a Flexión	39
III.2 Columnas CFT.....	39
III.2.1 Diseño de columnas solicitadas a Compresión.....	39
III.2.2 Diseño de columnas solicitadas a Tracción.....	40
III.2.3 Diseño de columnas solicitadas a Corte	41
III.2.4 Diseño de columnas solicitadas a Flexión	41
III.3 Columnas RCFT	41
III.3.1 Diseño de columnas solicitadas a Compresión.....	41
III.3.2 Diseño de columnas solicitadas a Tracción.....	42
III.3.3 Diseño de columnas solicitadas a Corte	43
III.3.4 Diseño de columnas solicitadas a Flexión	43

IV. TABLAS DE DISEÑO

IV.1.1 Distribución de tensiones para los puntos de la curva de interacción	44
IV.1.2 Capacidad plástica para columnas SRC, con pandeo en el eje X-X.....	45
IV.1.3 Capacidad plástica para columnas SRC, con pandeo en el eje Y-Y.....	46
IV.1.4 Capacidad plástica para columnas RCFT, con pandeo en el eje X-X	47
IV.1.5 Capacidad plástica para columnas CFT, con pandeo en cualquier eje	48

V. EJEMPLOS DE DISEÑO

V.1 Diseños de columnas SRC.....	49
V.1.1 Ejemplo de Diseño de Columna Mixta Embebida (SRC) a Compresión Axial.....	49
V.1.2 Ejemplo de Diseño de Columna Mixta Embebida (SRC) a Tracción.....	51
V.1.3 Ejemplo de Diseño de Columna Mixta Embebida (SRC) solicitada por fuerza axial y flexion ..	52

V.2 Diseños de columnas RCFT	56
V.2.1 Ejemplo de Diseño de Columna Mixta Rellena (RCFT) a Compresión	56
V.2.2 Ejemplo de Diseño de Columna Mixta Rellena (RCFT) a Corte	58
V.2.3 Ejemplo de Diseño de Columna Mixta Rellena (RCFT) a Flexión Pura.....	59
V.3 Diseños de columnas CFT	63
V.3.1 Ejemplo de Diseño de Columna Mixta Rellena (CFT) a Compresión axial.....	63
VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	66
VII. TABLA DE CORRESPONDENCIA ENTRE ESPECIFICACIONES	67
VIII. GLOSARIO DE TÉRMINOS BÁSICOS	70
IX. BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS	73

INTRODUCCIÓN

El empleo de miembros mixtos acero-concreto para su uso como columnas en edificaciones ha sido de gran utilidad y se ha popularizado dada la capacidad resistente de la sección mixta y la rapidez que ofrece el ensamblaje de la estructura en acero y su posterior recubrimiento con concreto estructural.

En las edificaciones, sean éstas de uso habitacional o industrial, las columnas son miembros muy importantes ya que transmiten al sistema de fundaciones las solicitaciones de la estructura. Normalmente las columnas son de concreto reforzado o de acero, pero hay ocasiones en que las solicitaciones que deben resistir (tales como tracción, compresión, momento y corte) exceden las capacidades del material. Una posible solución para estos casos es usar columnas mixtas de acero y de concreto reforzado para aprovechar la sinergia entre los dos materiales..

La columna mixta¹ se define como una columna en acero, fabricada a partir de perfiles laminados o soldados y embebidos en concreto estructural reforzado en acero, o fabricadas a partir de perfiles tubulares en acero relleno con concreto. Las columnas mixtas mas comunes en edificios son las formadas por un perfil de acero estructural embebido en concreto y, en segundo termino, las constituidas por un tubo de acero, de sección transversal circular o rectangular, relleno de ese material.

Dentro de las columnas mixtas existen dos tipos, las columnas en las cuales el perfil de acero se encuentra embebido en el concreto ("Steel Reinforced Concrete", SRC) y las columnas donde el concreto se encuentra por dentro de un perfil cerrado de acero ("Concrete Filled Tube", CFT, o "Rectangular Concrete Filled Tube", RCFT)

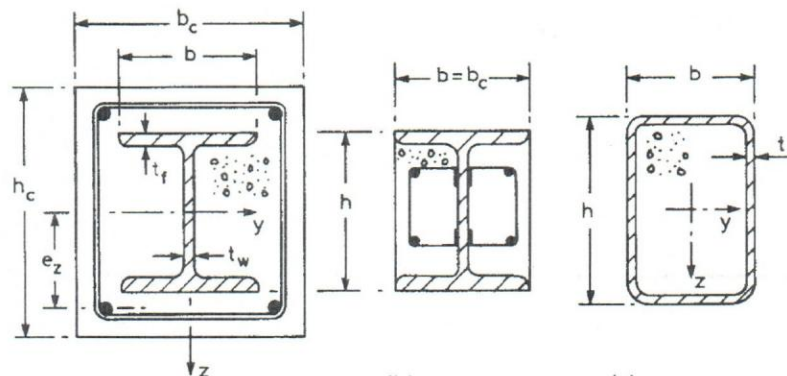


Figura 4. Secciones transversales típicas de columnas mixtas²

¹ ANSI/AISC 2003, "Load and Resistance Factor Design of W-Shapes Encased in Concrete"

² JOHNSON R. P., "Composite Structures of Steel and Concrete", 1994

El Dr. Fazlur Khan³ fue el primero en proponer concepto de sistema estructural de miembros mixtos utilizando columnas mixtas como parte del sistema resistente a las acciones del viento o del sismo.

Una estructura de miembros mixtos es una edificación que utiliza columnas mixtas y sistema de piso mixto. Las columnas en acero resisten las cargas iniciales de gravitacionales, construcción y laterales hasta que son embebidas en concreto y son capaces de resistir las cargas debidas a la gravedad y laterales, como las de viento o sismo, de la edificación terminada.

Los sistemas estructurales de miembros mixtos ofrecen rapidez de construcción permitiendo realizar de forma simultánea numerosas actividades que de otra forma necesitarían de la estructura terminada para ser realizadas. En estas estructuras, la resistencia a cargas laterales se logra cuando el concreto que recubre a la estructura de acero ha alcanzado su resistencia. Hasta lograr ese punto, se debe prever un arriostramiento lateral de la estructura.

Las columnas mixtas pueden utilizarse en edificaciones bajas por razones estéticas o practicas. En edificaciones altas suelen colocarse en el perímetro de la disposición típica de “tubo en tubo” para resistir cargas laterales.

El diseño de columnas mixtas acero-concreto fue abordado por primera vez en la Norma AISC 360-05⁴, donde se especifican las condiciones que deben cumplir para su diseño como tales y más recientemente en su última versión AISC 360-10⁵, que establece una metodología de diseño mejorada. Se presentan recomendaciones de diseño de miembros mixtos del tipo SRC, CFT y RCFT sometidas a tensión axial, corte y flexión.

La Norma COVENIN 1618:1998⁶ no abarca con suficiente detalle este tema por lo que resulta conveniente incorporar los recientes estudios que al respecto se han trabajado en las Normas extranjeras, para una futura revisión.

La Norma AISC 360-10 presenta dos métodos de análisis estático a utilizar para el cálculo de la resistencia de las columnas mixtas. El diseño por Factores de Carga y Resistencia (*Load and Resistance Factor Design* – LRFD) y el diseño por Tensiones Admisibles (*Allowable Stress Design* - ASD).

En este Trabajo, se presentan recomendaciones de diseño de elementos compuestos del tipo SRC, CFT y RCFT sometidas a fuerza axial, de corte y momento flector.

³ ANSI/AISC 2003, “*Load and Resistance Factor Design of W-Shapes Encased in Concrete*”

⁴ ANSI/AISC 360-05. 2015, “*Specification for Structural Steel Buildings*”

⁵ ANSI/AISC 360-10. 2010, “*Specification for Structural Steel Buildings*”

⁶ COVENIN-MINDUR 1618:98, 1998, “Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Limites 1618-1998”

CAPÍTULO I. EL PROBLEMA

1.1 Planteamiento del Problema

Las columnas de sección mixta acero-concreto son miembros estructurales constituidos por un perfil de acero estructural y concreto reforzado.

Ofrecen una solución a las edificaciones donde el espacio disponible en planta puede verse comprometido por el tamaño de la sección resistente y permiten el desarrollo solapado de actividades que en conjunto aceleran el avance de la edificación en proceso.

El trabajo conjunto de ambos materiales constituyentes ha sido motivo de estudio en numerosas publicaciones recientes, pero no es sino hasta la publicación de la Norma AISC 360-05 que se establecen metodologías de diseño para estos miembros estructurales. El AISC 360-10 dedica un capítulo a su análisis y diseño en el que han mejorado el procedimiento de diseño de las columnas de sección mixta acero-concreto.

La Norma Venezolana COVENIN 1618:1998 contempla el diseño de estructuras de acero pero no establece las especificaciones correspondientes a miembros de sección mixta ni una metodología de diseño al respecto, por lo que se considera necesario y conveniente un estudio para el desarrollo de una metodología como guía para futuros proyectos.

Dentro de este contexto se enmarca el desarrollo del presente trabajo especial, ofreciendo la posibilidad de incorporar una metodología de diseño para miembros estructurales de sección mixta acero-concreto a la Norma COVENIN 1618:1998, con base a lo establecido en la Norma AISC 360-10.

El problema a tratar se puede resumir a ¿Cuáles son los parámetros a considerar en el análisis y diseño de miembros estructurales de sección mixta acero-concreto según la Norma AISC 360-10 y como incorporarlos a la Norma COVENIN 1618:1998 para estructuras de acero?

1.2 Objetivos de la investigación

1.2.1 Objetivo General

Proponer una metodología de diseño para miembros estructurales de sección mixta acero-concreto con base a lo establecido en la Norma AISC 360-10 para estructuras de acero.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Establecer criterios para el diseño, detallado e inspección de las columnas de sección mixta acero-concreto; según la Norma AISC 360-10.
- Caracterizar las columnas mixtas acero-concreto con base a su óptima aplicación.
- Proponer un modelo de proyecto basado en columnas de sección mixta acero-concreto y comparar los resultados obtenidos con los de miembros en acero o de concreto reforzado exclusivamente.
- Establecer los procedimientos de análisis, diseño, detallado y ejecución, destacando las diferencias con los requisitos de la norma venezolana COVENIN 1618:1998.

1.3 Justificación de la Investigación

La Norma COVENIN 1618:1998 no cubre el diseño de miembros de sección mixta acero-concreto, dejándolo al libre criterio del profesional.

Considerando que el diseño estructural se debe elaborar de acuerdo con la normativa internacional vigente y a lo establecido en la Norma AISC 360-10, se justifica la necesidad de proponer la metodología contenida en el presente trabajo para su posible incorporación a la Norma COVENIN 1618:1998 para estructuras de acero en una futura revisión.

El desarrollo de la metodología de diseño propuesta servirá como guía para los profesionales y podrá ser utilizada como referencia única en la práctica del diseño.

1.4 Alcance de la Investigación

El presente trabajo de investigación propone una metodología de diseño para columnas mixtas acero-concreto, por lo que el alcance de la investigación será de tipo proyectivo.

En el se cubrirá la Norma AISC 360-05 y su revisión AISC 360-10 del *American Institute of Steel Construction (AISC)*. Con el estudio de esta nueva norma se pretende identificar las diferencias con la Norma COVENIN 1618:1998 vigente para el proyecto de estructuras de acero para así establecer las actualizaciones necesarias que deben ser incorporadas en las futuras revisiones de las mismas.

Este trabajo recopilara las disposiciones normativas nacionales e internacionales, así como las buenas prácticas extraídas de la experiencia, para el análisis y el diseño (proyecto estructural) de columnas mixtas acero-concreto.

El propósito de la metodología es facilitarle al usuario la interpretación y aplicación de las normas nacionales e internacionales, apoyándose en algunos ejemplos basados en modelos típicos de columnas mixtas acero-concreto de uso común.

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

II

II.1 Antecedentes

Desde 1961, las especificaciones AISC han incluido recomendaciones para el diseño de vigas mixtas con conectores de cortante, pero las columnas mixtas se incorporaron, por vez primera, en 1986⁷ en las primeras normas de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD). Las ediciones de 1993 y 1999⁸ conservan las mismas recomendaciones, con cambios mínimos, pero desde 2005⁹ se han introducido modificaciones significativas y con la publicación de su revisión en el 2010¹⁰ se dio a conocer una metodología de diseño mejorada.

Las columnas mixtas formadas por un perfil de acero embebido o relleno en concreto, pueden ser una solución económica en aquellos casos donde se requiere una capacidad de carga adicional a la que el acero puede ofrecer de manera independiente. La Norma AISC 360 *Specification for Structural Steel Buildings* aporta métodos simples y prácticos para determinar su capacidad.

La Norma AISC 360-05 *Specification for Structural Steel Buildings* permitió diseñar columnas mediante el método ASD (Diseño por Tensiones Admisibles) o mediante LRFD (Diseño por Estados Límites o Factores de Carga y Resistencia). En Estados Unidos no existe preferencia por uno u otro criterio¹¹, siendo ambos económicos y prácticos. Los parámetros de diseño para columnas mixtas han estado disponibles en códigos anteriores LRFD, pero dicha edición fue la primera en hacerlos disponibles para ASD. En el caso venezolano, se prefiere el método LRFD el cual ha sido adoptado completamente por la Norma COVENIN 1618:98

⁷ ANSI/AISC 360-86, 1986, "Specification for Structural Steel Buildings"

⁸ ANSI/AISC 360-99, 1999, "Specification for Structural Steel Buildings"

⁹ ANSI/AISC 360-05, 2005, "Specification for Structural Steel Buildings"

¹⁰ ANSI/AISC 360-10, 2010, "Specification for Structural Steel Buildings"

¹¹ ANSI/AISC 2003, "Load and Resistance Factor Design of W-Shapes Encased in Concrete"

II.2 Bases Teóricas

II.2.1 Usos de Columnas Mixtas

Las columnas mixtas pueden ser una solución efectiva a muchos problemas de proyecto. En casos donde la columna queda al descubierto, muchos arquitectos utilizan concreto para protección contra fuego y corrosión, así como para acabado final. En estos casos, el Ingeniero puede aprovechar la capacidad adicional de carga vertical y lateral así como la rigidez adicional disponible. En situaciones donde las columnas reciben grandes cargas, el concreto puede añadirse para soportar las cargas adicionales sin necesidad de aumentar la sección de acero. En edificaciones de mediano y alto desarrollo vertical, las columnas mixtas permiten desarrollar un sistema constructivo en etapas, dado que la estructura de acero puede ir adelante y el trabajo en concreto seguir detrás. También son apropiadas en los niveles inferiores de edificios para soportar las cargas verticales de las dobles alturas comúnmente utilizadas en ellos.

II.2.2 Resistencia de Columnas Mixtas

Columnas mixtas con perfil de acero embebido en concreto (SRC) – Una columna embebida es una columna constituida por un perfil estructural recubierto en concreto con refuerzo longitudinal adicional y estribos laterales.

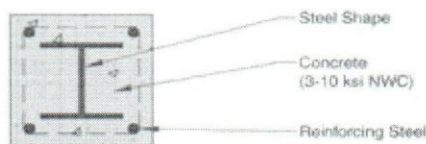


Figura II.2.1. Columna mixta con perfil de acero embebido en concreto¹²

Para calificar bajo la especificación AISC 360-10¹³ de columnas mixtas, se debe cumplir:

1. El área de acero de la sección transversal del núcleo debe corresponder al 1% o más, de la sección transversal total.
2. El recubrimiento del perfil de acero concreto debe ser reforzado con barras de acero longitudinal y confinado por estribos. El refuerzo lateral debe ser de $0.023 \text{ cm}^2/\text{cm}$ o más de espaciamiento de estribo. Esta condición, muy importante en zonas sísmicas, ha sido recientemente revisada en la norma AISC 341-10.
3. La relación de refuerzo longitudinal con respecto al área total de la sección transversal debe ser de 0.4% o más.

¹² COSENZA, Edoardo y ZANDONINI, Riccardo, "Structural Engineering Handbook"

¹³ ANSI/AISC 360-10. 2010, "Specification for Structural Steel Buildings"

Para esta especificación, las columnas mixtas pueden ser proyectadas con un 1% de acero mínimo, en lugar del 4% requerido en la versión LRFD de la especificación anterior.

Esto elimina las discontinuidades anteriores en cuanto a que variables aplicaban cuando la relación se situaba por debajo de 4% y el proyectista debía utilizar las especificaciones establecidas en ACI 318¹⁴.

El detallado de los componentes de concreto y acero de refuerzo deben adecuarse a lo requerido en el código de construcción vigente, normalmente ACI 318-11.

Columnas mixtas con perfil de acero relleno en concreto (CFT o RCFT) – Una columna rellena es una columna constituida por un perfil de sección rectangular o circular relleno en concreto.



Figura 11.2.2. Columna mixta con perfil de acero relleno en concreto¹⁵

Para calificar bajo la especificación AISC 360-10 de columnas mixtas, se debe cumplir las siguientes condiciones, recientemente revisadas en el AISC 341-10:

1. El área de acero de la sección transversal debe corresponder al 1% o más, de la sección transversal total.
2. La relación b/t de las paredes del perfil rectangular a utilizar debe cumplir $\frac{b}{t} \leq 2.26 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$, aunque se permiten valores superiores si se justifican mediante ensayos o análisis.
3. La relación D/t de las paredes del perfil circular a utilizar debe cumplir $\frac{D}{t} \leq 0.15 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$, aunque se permiten valores superiores cuando se justifican mediante ensayos o análisis.

Al igual que en las columnas embebidas, las rellenas pueden ahora ser diseñadas con un 1% de acero mínimo, al considerar los efectos de la esbeltez. Adicionalmente, la esbeltez mínima para el espesor de las paredes ha sido desvinculada de ediciones anteriores de la especificación LRFD. Esas ediciones no diferenciaban entre pandeo de perfiles rellenos o huecos. Las nuevas especificaciones toman en cuenta el efecto rigidizante del concreto en el pandeo local de la sección.

¹⁴ ACI 318-11, 2011, "Building Code Requirements for Structural Concrete"

¹⁵ COSENZA, Edoardo y ZANDONINI, Riccardo, "Structural Engineering Handbook"

La resistencia a la compresión de la sección transversal de una columna mixta viene dada por la suma de la resistencia de sus componentes. El beneficio del efecto de confinamiento que ofrece un perfil de sección circular puede ser tomado en cuenta incrementando la resistencia del concreto de $0.85f'_c$ para columnas embebidas y columnas rellenas de sección rectangular a $0.95f'_c$ para las columnas rellenas de sección circular.



Figura II.2.3. Columna mixta con perfil de acero circular relleno en concreto ¹⁶

La resistencia a la compresión axial de columnas mixtas, al considerar el efecto de la longitud, viene determinada por el estado límite del pandeo por flexión basado en las limitaciones de esbeltez similares a las de las columnas de acero. En lugar de expresar la rigidez de la columna como función de un módulo de elasticidad modificado E_m , las nuevas especificaciones AISC 360-10 utilizan una rigidez efectiva EI_{eff} para determinar la resistencia al pandeo.

La Norma AISC 360-10 añade nuevas especificaciones para resistencia a la tracción así como resistencia al corte de las columnas mixtas. La Norma AISC 360-10 considera la resistencia a la tracción en aquellos casos en los que puede ocurrir un levantamiento en la estructura y cálculos relacionados con la interacción viga-columna. Para la resistencia al corte, la Norma AISC 360-10 exige el empleo de perfiles de acero más la contribución de refuerzos transversales (estribos) o la resistencia al corte de la sección transversal de concreto de forma aislada.

Los principios generales de diseño de columnas mixtas han sido establecidos en la Norma AISC 360-10. Los lineamientos principales son¹⁷:

- La resistencia requerida del perfil de acero -empleado como viga o columna- debe basarse en un análisis elástico y se determina mediante un análisis de segundo orden, usando cargas mayoradas.
- La resistencia nominal de diseño de la sección se determina con el método de distribución plástica de las reacciones, estableciendo el equilibrio de las fuerzas axiales mediante la sumatoria de momentos de las mismas en torno al eje neutro.

Los efectos de la esbeltez son considerados de la misma forma que para las columnas de acero cargadas axialmente.

¹⁶ COSENZA, Edoardo y ZANDONINI, Riccardo, "Structural Engineering Handbook"

¹⁷ ANSI/AISC 2003, "Load and Resistance Factor Design of W-Shapes Encased in Concrete"

II.2.3 Requerimientos sísmicos para estructuras de acero y estructuras mixtas de acero-concreto

Las Norma AISC 341-10 establece los requerimientos de diseño que deben cumplir los miembros que conforman el Sistema Resistente a Fuerza Sísmica (SFRS).

Algunos de estos miembros pueden llegar a experimentar deformaciones inelásticas por lo que se clasifican según su grado de ductilidad. Los miembros con ductilidad moderada pueden alcanzar una rotación plástica de 0.02 rad, mientras que los de alta ductilidad pueden llegar a 0.04 rad durante el sismo de diseño. Dicha rotación puede ser producto de la flexión o del pandeo lateral al que es sometido. En ambos casos, las alas de la sección de acero deben tener continuidad a través de los nodos del sistema resistente.

Los valores límites de la relación anchura/espesor para miembros a compresión de moderada y alta ductilidad correspondientes a las estructuras de acero y estructuras mixtas de acero-concreto se dan en la Tabla II.2.1

TABLA II.2.1

Valores límites de la relación anchura/espesor para miembros a compresión de mediana y alta ductilidad¹⁸

	Descripción del Elemento de la sección transversal	Relación anchura/espesor	Alta ductilidad λ_{hd}	Moderada ductilidad λ_{md}
Miembros no rigidizados	Alas de secciones tipo I, C, T laminadas o fabricadas y secciones angulares simples o dobles con separadores	$\frac{b}{t}$	$0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$
	Alas de secciones tipo H	$\frac{b}{t}$	$0.45 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	N/A
	Alma de secciones T	$\frac{d}{t}$	$0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$
Miembros rigidizados	Paredes de secciones rectangulares HSS	$\frac{b}{t}$	$0.55 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	$0.64 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$
	Alas de secciones tipo cajón fabricadas con perfiles tipo I u otros	$\frac{b}{t}$	$0.55 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	$0.64 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$
	Pletinas laterales de secciones tipo cajón fabricadas con perfiles tipo I u otros utilizadas como presillas	$\frac{h}{t}$	$0.55 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	$0.64 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$
	Mallas de secciones tipo I laminadas o fabricadas	$\frac{h}{t_w}$	$1.49 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	$1.49 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$

¹⁸ ANSI/AISC 341-10, 2010. "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings"

	utilizadas como presillas			
Miembros rigidizados	Mallas de secciones tipo I laminadas o fabricadas utilizadas como vigas o columnas	$\frac{h}{t_w}$	$Para C_a \leq 0.125$ $2.45 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} (1 - 0.93 C_a)$	$Para C_a \leq 0.125$ $3.76 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} (1 - 2.75 C_a)$
	Pletinas laterales de secciones tipo cajón fabricadas con perfiles tipo I u otros utilizadas como vigas o columnas o mallas fabr a partir de secc tipo cajón	$\frac{h}{t}$	$Para C_a \geq 0.125$ $0.77 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} (2.93 - C_a) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$ $Donde, C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} (LRFD)$	$Para C_a \geq 0.125$ $1.12 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} (2.33 - C_a) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$ $Donde, C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} (LRFD)$
	Mallas de secciones tipo H	$\frac{h}{t_w}$	$0.94 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	N/A
	Paredes de secciones HSS circulares	$\frac{D}{t}$	$0.038 \frac{E_s}{F_y}$	$0.044 \frac{E_s}{F_y}$
Mbros mixtos	Paredes de secciones rectangulares rellenas	$\frac{b}{t}$	$1.40 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	$2.26 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$
	Paredes de secciones circulares rellenas	$\frac{D}{t}$	$0.076 \frac{E_s}{F_y}$	$0.15 \frac{E_s}{F_y}$

La Norma AISC 341-10 menciona que, experiencias recientes con perfiles de sección HSS rectangulares o cilíndricos demuestran que la relación anchura/espesor de sus paredes puede no ser adecuada para prevenir fracturas prematuras como consecuencia de múltiples ciclos de flexión por pandeo. Por ello, se ha reducido dicha relación en un 15%.

Es importante que las columnas que forman parte del SFRS tengan una capacidad resistente adecuada para evitar el pandeo global y la falla a tracción. Esta capacidad se determina del análisis del SFRS con el efecto de las solicitaciones aplicadas, mientras que la capacidad resistente a compresión y tracción se obtiene utilizando la combinación de cargas señalada por la Norma pertinente, incluyendo las solicitaciones sísmicas.

Las columnas mixtas con perfiles de acero embebidos en concreto pueden presentar problemas de congestión en la colocación de los refuerzos en los nodos. El detallado de estos requerimientos se ha clasificado según el grado de ductilidad

- Secciones de moderada ductilidad:

-La separación máxima del refuerzo transversal en la parte inferior y superior de la columna será de por lo menos:

- 1/2 de la menor dimensión de la sección
- 8 veces el diámetro del refuerzo longitudinal
- 24 veces el diámetro del refuerzo transversal
- 300 mm (12 in)

- Esta separación se mantendrá sobre una distancia vertical igual a la mayor de las siguientes longitudes, medida desde cada cara de contacto del miembro:
 - 1/6 de la altura neta de la columna, comprendida entre la losa y el fondo de viga
 - La mayor dimensión de la sección transversal
 - 450 mm (18 in)
- La separación de los estribos en la sección restante de la columna no será mayor al doble de lo establecido en su parte inferior y superior.
- El diseño debe considerar los efectos adversos en cambios abruptos como transiciones, reducciones, etc.
- No se permite el uso de mallas de alambre soldado como refuerzo transversal
- Secciones de alta ductilidad:
 - El refuerzo longitudinal mínimo será de 6 barras, según 21.6.3, ACI 318-11
 - El refuerzo transversal cumplirá con una longitud de desarrollo, según 21.6.4, ACI 318-11

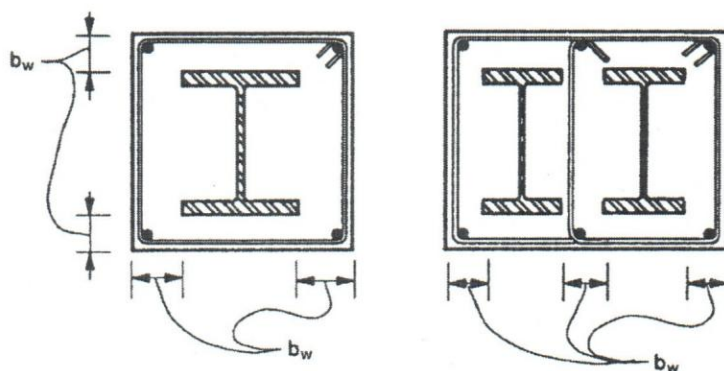


Figura. II.2.4. Anchura efectiva para el cálculo de corte en columnas mixtas embebidas¹⁹.

-Área mínima de refuerzo, fórmula E.II.2.1:

$$A_{sh} = 0.09 h_{cc} s \left(1 - \frac{F_y A_s}{P_n} \right) \left(\frac{f'_c}{F_{ysr}} \right)$$

Donde:

- A_s = Área de sección transversal del perfil de acero, in² (mm²)
- F_y = Tensión mínima de cedencia del perfil de acero, ksi (MPa)
- F_{ysr} = Tensión mínima de cedencia de los refuerzos, ksi (MPa)
- P_n = Resistencia teórica de compresión calculada según las especificaciones, kips (N)
- h_{cc} = Dimensión de la sección transversal del perfil de acero confinado medido centro-centro desde el refuerzo transversal, in. (mm)
- f'_c = Resistencia del concreto a la compresión, ksi (MPa)

¹⁹ ANSI/AISC 341-10, 2010, "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings"

- s = Separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal del miembro estructural, in. (mm)

Esta fórmula se puede obviar si la resistencia teórica del perfil de acero actuando de manera individual es mayor que el efecto de una combinación de solicitaciones $1.0 CP + 0.5 CV$

- Se deberá colocar estribos a lo largo de toda la columna cuando forme parte de un SRFS cuya resistencia a la compresión requerida sea mayor de $0.2P_n$, sin considerar el efecto de la carga sísmica amplificada
- Se deberá colocar estribos a lo largo de toda la columna cuando reciba reacciones de elementos discontinuos rígidos cuya resistencia a la compresión requerida sea mayor de $0.1P_n$, sin considerar el efecto de la carga sísmica amplificada
- Las columnas empleadas en Estructuras Mixtas Especiales resistentes a Momento (C-SMF) deben cumplir:
 - El refuerzo transversal cumplirá con lo establecido en el Capítulo 21 del ACI 318-11 (ver E.II.2.1)
 - Se debe satisfacer el criterio de diseño de columna fuerte / viga débil.
 - La resistencia a corte requerida de la columna debe satisfacer los requisitos del Capítulo 21 del ACI 318-11
- Cuando la columna se apoya en una fundación directa, el refuerzo transversal debe extenderse dentro de la fundación por lo menos 300 mm (12 in)

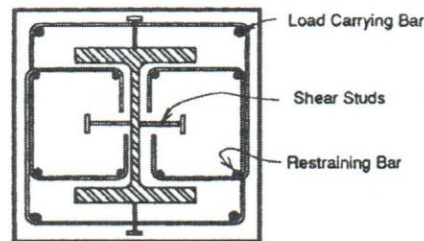


Figura II.2.5. Ejemplo de un detalle de estribo cerrado para columnas mixtas embebidas²⁰

Las columnas mixtas rellenas deben cumplir con los mismos requerimientos de las embebidas, sin embargo; la resistencia al corte esta limitada de manera conservadora a la resistencia de la sección del perfil HSS porque la contribución del concreto no ha sido demostrada en los ensayos.

Las conexiones utilizadas entre miembros mixtos acero-concreto deben cumplir con la resistencia determinada en el análisis o ensayo y adicionalmente:

- Las tensiones se han de transferir entre el perfil de acero y el concreto reforzado mediante:
 - Transmisión directa mediante elementos internos
 - Conector de corte

²⁰ ANSI/AISC 341-10, 2010. "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings"

- Fricción generada por el confinamiento apropiado
- Combinación de lo anterior
- Las resistencias teóricas a compresión y corte deben cumplir con lo establecido en los Capítulos 10 y 11 ACI 318-11. Salvo que una mayor resistencia sea obtenida mediante ensayos cíclicos, las resistencias teóricas se reducirán en un 25% para el sistema considerado
- Se debe colocar planchas a base de rigidizadores en las caras de inserción de vigas en columnas o muros.

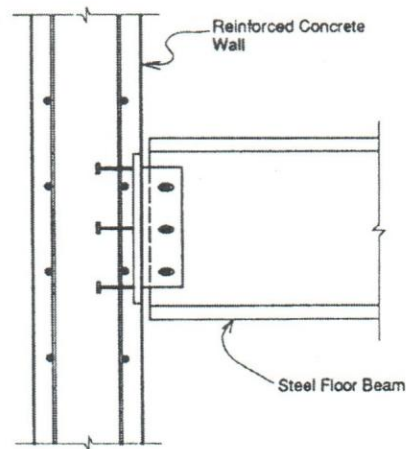


Figura II.2.6. Conexión de apoyo simple entre viga de acero y muro de concreto reforzado²¹

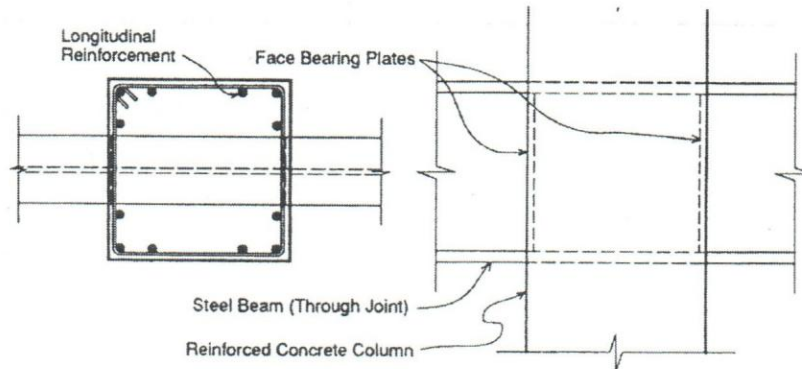


Figura II.2.7. Conexión de empotramiento entre viga de acero y columna de concreto reforzado²²

- La resistencia al corte teórica de nodos de secciones mixtas embebidas se calculara como la suma de la resistencia teórica del perfil de acero y el concreto confinado.
- Se debe disponer de refuerzo para resistir los esfuerzos que se producirán en el concreto reforzado que conforma la conexión
- Adicionalmente, las conexiones deben satisfacer:
 - Cuando una losa transmite fuerzas en el plano horizontal, se debe disponer de refuerzo en todas las secciones criticas de la losa, incluyendo las conexiones con vigas, columnas y muros.

²¹ ANSI/AISC 341-10, 2010. "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings"

²² ANSI/AISC 341-10, 2010. "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings"

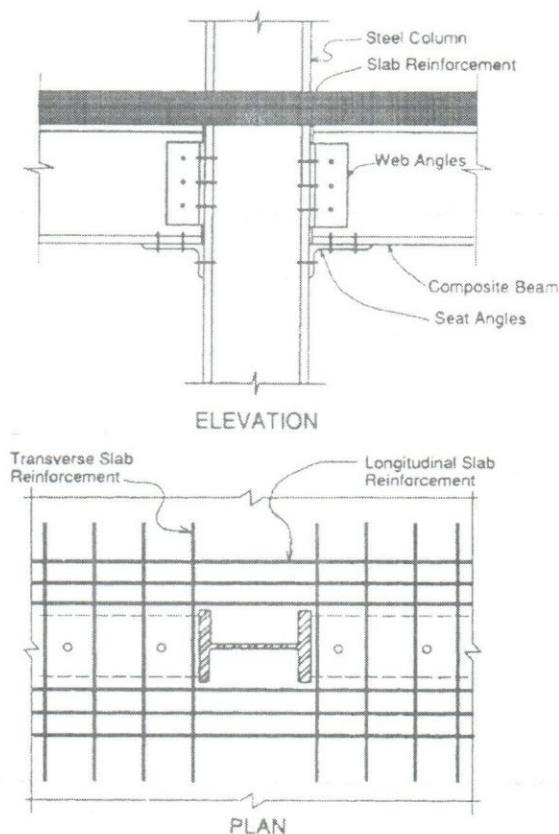


Figura II.2.8. Conexión mixta parcialmente restringida entre losa de concreto y viga de acero²³

- Se debe disponer de refuerzos transversales en conexiones entre viga de perfil de acero o de sección mixta y columnas de concreto reforzado o de sección mixta.

La Norma AISC 341-10 en el Capítulo G establece las bases de diseño, los requerimientos para el análisis y los requerimientos para los miembros y conexiones de las estructuras mixtas resistentes a Momento.

Las Estructuras Mixtas Comunes resistentes a Momento (C-OMF) disponen de conexiones de empotramiento y se compone de miembros de concreto reforzado, acero estructural o miembros de sección mixta. Deben tener la capacidad de sufrir deformaciones inelásticas mínimas en sus miembros y conexiones. Solo se pueden utilizar en la Categoría B o inferior de diseño sísmico. Para establecer la equivalencia entre las formas espectrales de la Norma Venezolana COVENIN 1756_2001, contenidas en la Tabla 5.1 con la Norma ASCE/SEI ASCE 7-10, hay que observar las velocidades promedios de las ondas de corte, V_{sp} , como se indica a continuación: A, 1500 m/s, B 760 m/s, C 360 m/s y D, 180 m/s

²³ ANSI/AISC 341-10, 2010. "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings"

Las Estructuras Mixtas Intermedias resistentes a Momento (C-IMF) se componen de miembros de concreto reforzado, acero estructural o miembros de sección mixta. Deben tener la capacidad de sufrir deformaciones inelásticas limitadas mediante la deformación de sus vigas y columnas. Se pueden utilizar en Categoría C o inferior de diseño sísmico. Los miembros que la componen deben satisfacer los requerimientos de moderada ductilidad señalados anteriormente, no se permiten cambios abruptos de sección y se establecen zonas de protección especial. Las conexiones deben satisfacer criterios de deriva máxima y de resistencia al corte.

Las Estructuras Mixtas Especiales resistentes a Momento (C-SMF) se componen de miembros de concreto reforzado, acero estructural o miembros de sección mixta. Deben tener la capacidad de sufrir deformaciones inelásticas mediante la deformación de sus vigas y columnas, sin embargo; estas últimas deben diseñarse para ser más fuertes que las vigas y correas. Se pueden utilizar en Categoría D o superior de diseño sísmico. Los miembros que la componen deben satisfacer los requerimientos alta ductilidad señalados anteriormente, no se permiten cambios abruptos de sección y se establecen zonas de protección especial. Las conexiones deben satisfacer criterios de soldadura especial, deriva máxima y resistencia al corte.

Las Estructuras Mixtas con Restricción Parcial de Momento (C-PRMF) se componen de columnas de concreto reforzado, vigas de sección mixta y conexiones con restricción parcial de momento. Deben tener la capacidad de sufrir deformaciones inelásticas mediante la deformación de los componentes dúctiles de la conexión viga-columna. Los miembros que la componen deben satisfacer los requerimientos de alta ductilidad señalados anteriormente. Las conexiones deben satisfacer criterios de soldadura especial, deriva máxima y resistencia al corte.

La Norma AISC 341-10 en el Capítulo J establece los lineamientos para mantener un control de calidad en obra y la documentación requerida para garantizarla.

Para garantizar que el Sistema Resistente a Fuerza Sísmica (SFRS) esta libre de defectos que pudiesen reducir su ductilidad, es necesario implementar un programa de control de calidad que incluya al fabricante, montador u otro responsable. De igual forma, se debe garantizar la calidad mediante ensayos no destructivos cuando así lo exija la autoridad de la zona, el Código de Construcción aplicable o el profesional responsable.

Previo al vaciado de concreto en sitio, el contratista deberá entregar al profesional responsable el diseño de mezcla y ensayos de laboratorio, planos de acero de refuerzo y el programa de vaciado. El profesional responsable debe revisar, previo a la construcción o montaje, los ensayos de acero, procedimientos de inspección, procedimientos de rechazo, control de material, calificación del soldador, calificación del inspector de Control de Calidad.

II.2.4 Ventajas, desventajas, consideraciones de diseño y limitaciones²⁴

Ventajas de las columnas mixtas:

- Menor dimensión transversal
- Mayor capacidad de carga
- Ductilidad y robustez para uso en zonas sísmicas
- Rapidez en construcción
- Resistencia al fuego
- Alta rigidez cuando colaboran en la absorción de cargas laterales
- Mejor efecto de amortiguamiento
- Efecto rigidizador contra el pandeo de perfiles de sección laminada

Desventajas de las columnas mixtas:

- Acortamiento con respecto a las columnas adyacentes de acero o muros de corte
- Retracción del concreto con respecto a las columnas adyacentes de acero
- Congestionamiento en la ubicación del acero de refuerzo estructural
- Debe garantizarse la adherencia mecánica entre el perfil de acero y el concreto circundante

Requisitos comunes:

- La resistencia de la sección de columnas mixtas puede ser calculada por el Método de Distribución de Tensiones Plásticas (*Plastic Stress Distribution Method* – utilizado por AISC) o el Método de Compatibilidad de Deformaciones (*Strain Compatibility Method* – utilizado por ACI).
- La resistencia a la compresión de las columnas mixtas es la suma de la resistencia de todos los componentes de la columna
- A tracción, la resistencia del concreto se desprecia.
- Debido a consideraciones sobre la compatibilidad de deformaciones del acero y del concreto al ser solicitados por corte, se considerará la capacidad resistente de uno solo de los materiales para efectos de cálculo
- En miembros solicitados a flexión y dado que se utiliza el Método de Distribución de Tensiones Plásticas tanto para LRFD como ASD, la resistencia a flexión es por lo general mayor a la obtenida en diseños ASD previos.
- En miembros solicitados a flexo-compresión se puede utilizar cualquiera de los 3 métodos establecidos en el comentario de la AISC 360-10

Método 1: Ecuaciones de interacción N-M para secciones H1

Método 2: Curvas de interacción del Método de Distribución de Tensiones Plásticas

Método 3: Enfoque bi-lineal simplificado

²⁴ ANSI/AISC 2003, "Load and Resistance Factor Design of W-Shapes Encased in Concrete"

Consideraciones practicas de diseño:

Recubrimiento contra fuego, configuraciones y separación:

- Un recubrimiento de 38 mm permite retardar hasta 4 horas el efecto de fuego sobre acero
- Recubrimiento mínimo sobre barras longitudinales y estribos de 38 mm
- Distancia libre entre barras longitudinales de 38 mm (1.5 in)
- Estas distancias también aplican a zonas de empalme
- Distancia libre entre barras longitudinales y perfil de acero de 38 mm (1.5 in)

Estribos y empalmes:

- Se permite el uso de estribos abiertos en forma de U para columnas mixtas
- Sección transversal mínima de $0.018 \text{ cm}^2/\text{cm}$ ($0.007 \text{ in}^2/\text{in}$) de distancia entre estribos
- Separación entre estribos no mayor de $2/3$ de la menor dimensión de la sección transversal
- Separación no mayor de 16 veces el diámetro de la barra long o 48 veces el diámetro de estribo
- Utilizar estribos #3 (para barras long #3 a #8) y estribos #4 (para barras long #11 a #14)
- Estribos dispuestos para que las barras longitudinales tengan apoyo lateral
- La longitud de empalme de 2 partes de estribo debe ser 1.3 veces la longitud de transferencia para una resistencia dada.
- Sección transversal del empalme debe ser $0.018 \text{ cm}^2/\text{cm}$ de separación entre barras
- Los empalmes deben ubicarse en la mitad de la altura de cada columna

Conexión viga de acero - perfiles embebidos, conectores de corte y plancha de apoyo:

- Con mayor frecuencia se emplean las vigas de carga para soportar acciones laterales en estructura lo cual requiere conexiones de momento a las columnas mixtas. Para acelerar el proceso constructivo y reducir la soldadura en campo, se suelen armar en taller "columnas tipo árbol" que luego se apernan a mitad de altura de columna o mitad de luz de viga.
- Colocar conectores de corte en la cara externa del ala donde sea posible, sino en la cara interna a ambos lados del alma.
- Colocar conectores de corte en cantidades suficientes y dispuestos uniformemente a lo largo de la columna mixta.
- Separación máxima entre conectores de corte de 81.3 cm
- La plancha de de apoyo debe tener la menor dimensión posible para acomodar los pernos de anclaje alrededor del perfil, a la fundación durante la fase de alzado de la estructura.

II.3 Diseño de Columnas Mixtas

Al igual que en la versión que la precede del 2005, en la versión AISC 360-10 el Capítulo I de está dedicado al diseño de miembros mixtos.

En el se presentan dos métodos de análisis estático a utilizar en las columnas mixtas. El primer método de diseño se basa en tensiones admisibles (ASD) y el segundo en factores de carga y resistencia (LRFD).

La versión AISC 360-10 introduce el efecto del pandeo local en columnas mixtas RCFT y CFT como nueva consideración de diseño.

Las limitaciones y recomendaciones aplicables a todo tipo de columnas mixtas se mencionan a continuación según el método escogido.

II.3.1 Determinación de la resistencia de columnas mixtas

Se admiten dos métodos para determinar la resistencia de columnas mixtas.

- Método de distribución de tensiones plástica (*Plastic Stress Distribution Method*)

El primer método se basa en suponer una deformación lineal en toda la sección y un comportamiento elasto-plástico de la sección. Se supone que:

- el acero está a la tensión de cedencia F_y
- la deformación unitaria máxima en compresión del concreto es 0,003 con una tensión correspondiente de $0,85 \cdot f'_c$ sobre un bloque rectangular de compresión cuando se trata de una sección rectangular (SRC, RCFT), o $0,95 \cdot f'_c$ cuando es una sección circular, ya que las secciones circulares presentan un mayor confinamiento que las secciones rectangulares
- no existe deslizamiento entre el concreto y el acero
- la relación anchura-espesor de la pared de acero (para CFT y RCFT) es suficiente para que no exista pandeo local de ésta antes de alcanzar la cedencia.

Este método se ilustra en forma gráfica en la figura II.3.1.

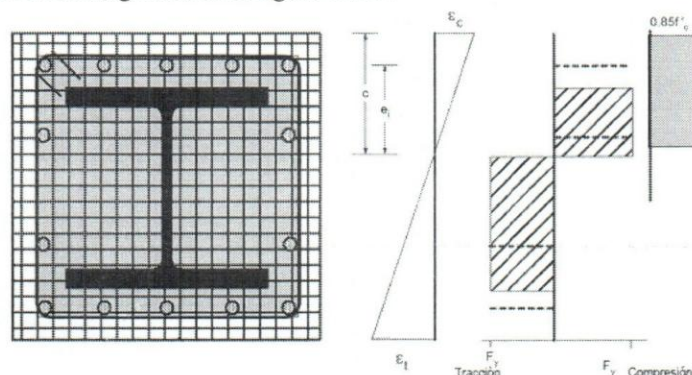


Figura II.3.1. Distribución de Tensiones Plásticas

²⁵ CARRASCO NAVARRETE, S., HERRERA, R., BELTRAN, J.F., MASSONE, L. "Recomendaciones de Diseño de Columnas Compuestas sometidas a esfuerzos básicos"

- Método de compatibilidad de deformaciones (*Strain-Compatibility Method*)

El segundo método supone una distribución lineal de las deformaciones en toda la sección, tanto en el acero como en el concreto, existiendo una compatibilidad entre ambas deformaciones. La relación tensiones-deformación entre el acero y el concreto ha de ser obtenida mediante ensayos o de resultados publicados para materiales similares. Se supone que:

- la deformación unitaria máxima en la fibra más comprimida del concreto es 0,003
- se desprecia la resistencia a la tracción del concreto
- se supone una tensión en el concreto igual a $0,85 \cdot f'_c$, uniformemente distribuida sobre una zona de compresión definida por los bordes de la sección transversal y una línea paralela al eje neutro a una distancia $a = \beta_1 \cdot c$ de la fibra más comprimida, donde c es la profundidad del eje neutro.
- El valor de β_1 se encuentra dado por la fórmula E.II.3.1

$$\beta_1 = \begin{cases} 0.85 \dots \text{si } 172 \text{ kgf/cm}^2 \leq f'_c \leq 276 \text{ kgf/cm}^2 (17.2 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 27.6 \text{ MPa}) \\ \max \left[0.65; 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 276}{6.90} \right) \right] \dots \text{si } f'_c \geq 276 \text{ kgf/cm}^2 (27.6 \text{ MPa}) \end{cases}$$

- El valor de f'_c debe estar en [MPa]. Este método se ilustra en forma gráfica en la Figura 2-1.
- las tensiones en el acero se calculan como E_s veces la deformación del acero (E_s es el módulo de elasticidad del acero), cuando la deformación es menor que la deformación de cedencia, o como la tensión de cedencia F_y para deformaciones mayores a la deformación de cedencia.

Este método se ilustra en forma gráfica en la Figura II.3.2.

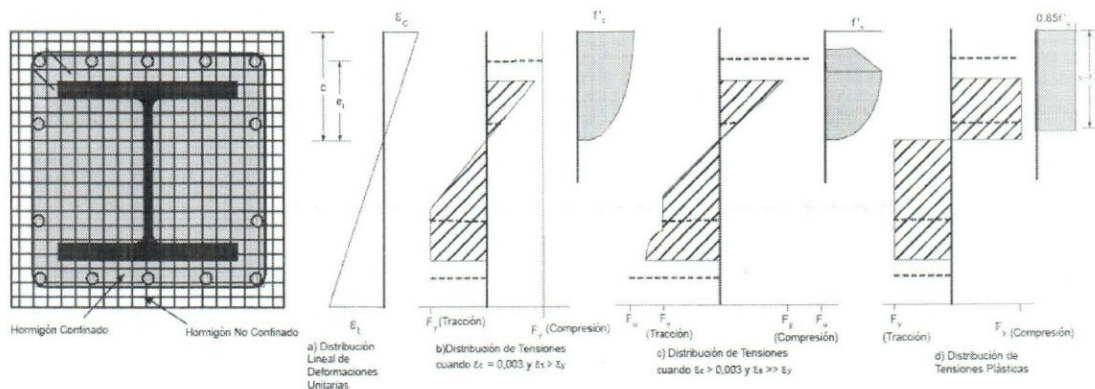


Figura II.3.2. Compatibilidad de Deformaciones²⁶

²⁶ CARRASCO NAVARRETE, S., HERRERA, R., BELTRAN, J.F., MASSONE, L. "Recomendaciones de Diseño de Columnas Compuestas sometidas a esfuerzos básicos"

Limitaciones de los materiales:

- Para concreto con agregado de peso normal (corresponde a un concreto cuyo peso unitario es igual a: 2400 kgf/m³: $210 \text{ kgf/cm}^2 \leq f'_c \leq 700 \text{ kgf/cm}^2$ ($21 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 70 \text{ MPa}$)
- Para concreto con agregado liviano (corresponde a un concreto cuyo peso unitario no excede 1840 kgf/m³: $210 \text{ kgf/cm}^2 \leq f'_c \leq 420 \text{ kgf/cm}^2$ ($21 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 42 \text{ MPa}$)
- Para incrementar la resistencia de la sección mixta mediante el uso de un concreto de una resistencia mayor a la establecida, se deben realizar ensayos y análisis que avalen su uso.
- Para el acero, la tensión de cedencia F_y utilizada no puede sobrepasar de $F_y \leq 5250 \text{ kgf/cm}^2$ ($F_y \leq 525 \text{ MPa}$), a menos que se realicen ensayos que avalen el uso de estos valores.

Limitaciones geométricas:

- Sección transversal del perfil debe ser 4% de la sección de columna mixta
- Recubrimiento de concreto debe tener barras de refuerzo longitudinales para cargas verticales y estribos para confinamiento
- Separación de estribos no mayor a 2/3 de la menor dimensión de sección transversal
- Sección transversal de estribo de al menos 0.023 cm²/cm de separación
- Concreto con $210 \text{ kgf/cm}^2 < f'_c < 560 \text{ kgf/cm}^2$ (normal); $280 \text{ kgf/cm}^2 < f'_c < 560 \text{ kgf/cm}^2$ (aligerado)
- $F_y < 3850 \text{ kgf/cm}^2$
- El área de la sección transversal de acero no debe ser menor que el 1 % del área total.
- El concreto que rodea el perfil de acero debe ser reforzado con barras longitudinales continuas y con estribos laterales o helicoidales. El mínimo refuerzo transversal debe ser de al menos 6 mm² por cada mm de espaciamiento entre los estribos.
- La cuantía mínima de armadura longitudinal debe ser $\rho_{sr} = 0,004$. Esta cuantía de armadura longitudinal es para asegurar que por lo menos sean utilizadas cuatro barras longitudinales continuas en las esquinas. En algunos casos puede ser necesario disponer otras barras longitudinales para dar una adecuada restricción a los estribos, pero ese acero longitudinal no puede ser considerado para el cálculo de la resistencia de la sección, a no ser que sean continuas y apropiadamente ancladas.

$$\rho_{sr} < \frac{A_{sr}}{A_g}$$

donde

- A_s : Área del perfil de acero
- A_{sr} : Área total de las armaduras longitudinales

- Para los otros dos tipos de columnas mixtas se presentan las siguientes limitaciones:
 - El área de la sección transversal de acero no debe ser menor que el 1 % del área total. Esta limitación, se produjo por la misma razón expuesta anteriormente para columnas SRC.
 - Para RCFT, se debe cumplir la relación $\frac{b}{t} \leq 2.26 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$ donde b corresponde a la anchura de pandeo local de la sección de acero y t a su espesor. Se permite el uso de valores mayores de la relación b/t siempre y cuando su uso sea justificado por ensayos o análisis.
 - Para CFT, se debe cumplir la relación $\frac{D}{t} \leq 0.15 \frac{E_s}{F_y}$, donde D corresponde al diámetro de la sección de acero. Se permite el uso de valores mayores de la relación D/t, siempre y cuando su uso sea justificado por ensayos o análisis.

Estas limitaciones toman en cuenta el efecto de confinamiento del concreto en el pandeo local de la pared del tubo rectangular o circular.

II.3.2 Limitaciones y clasificación de las secciones mixtas rellenas por pandeo local

A compresión, las columnas mixtas con perfiles de acero rellenos en concreto se clasifican en compactas, no-compactas y esbeltas. Para que una sección sea considerada compacta, la relación anchura/espesor de sus elementos a compresión no debe exceder la relación límite λ_p de la Tabla II.3.1a. La sección se considera no-compacta si alguno o más de sus elementos excede λ_p pero no alcanza λ_r de la Tabla II.3.1a. La sección se considera esbelta si alguno o más de sus elementos exceden λ_r de la Tabla II.3.1a. La máxima relación anchura/espesor se especifica en dicha tabla.

- Compacta $\lambda_{pi} < \lambda_p$
- No compacta $\lambda_p < \lambda_{pi} < \lambda_r$
- Esbelta $\lambda_r < \lambda_{pi}$

A flexión, las columnas mixtas con perfiles de acero rellenos en concreto se clasifican en compactas, no-compactas y esbeltas. Para que una sección sea considerada compacta, la relación ancho/espesor de sus elementos a compresión no debe exceder la relación límite λ_p de la Tabla II.3.1b. La sección se considera no-compacta si alguno o más de sus elementos excede λ_p pero no alcanza λ_r de la Tabla II.3.1b. La sección se considera esbelta si alguno o más de sus elementos exceden λ_r de la Tabla II.3.1b. La máxima relación ancho/espesor se especifica en dicha tabla.

- Compacta $\lambda_{pi} < \lambda_p$
- No compacta $\lambda_p < \lambda_{pi} < \lambda_r$
- Esbelta $\lambda_r < \lambda_{pi}$

La definición de anchura (b y D) y espesor (t) viene dada por la Tabla B4.1a y la Tabla B4.1b para secciones HSS rectangulares y circulares.

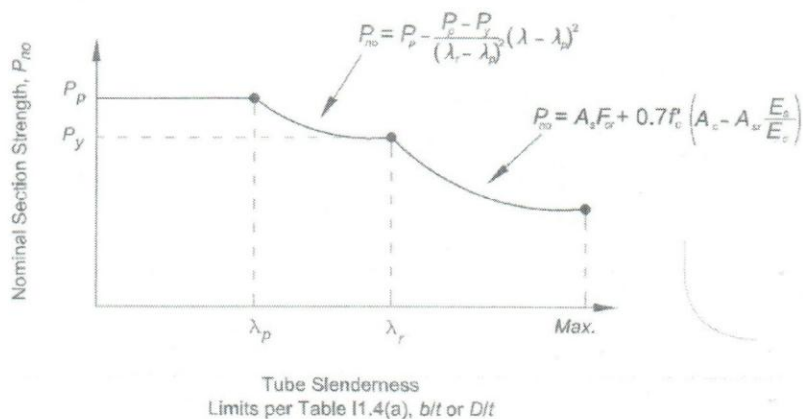


Figura II.3.3 Resistencia axial teórica P_{no} vs esbeltez de perfiles HSS²⁷

Tabla II.3.1a

Valores límites en la relación anchura/espesor para elementos de acero a compresión en columnas mixtas solicitadas por fuerza axial de compresión, a ser utilizado con la Sección II.3

Descripción del Elemento de la sección transversal	Relación anchura/espesor	Compacta/ Nocompacta λ_p	Nocompacta/ Esbelta λ_r	Máximo Permitido
Paredes de secciones rectangulares y secciones estructurales huecas de espesor uniforme	$\frac{b}{t}$	$2.26 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	$3.00 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	$5.00 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$
Secciones circulares rellenas	$\frac{D}{t}$	$0.15 \frac{E_s}{F_y}$	$0.19 \frac{E_s}{F_y}$	$0.31 \frac{E_s}{F_y}$

Tabla II.3.1b

Valores límites en la relación anchura/espesor para elementos de acero a compresión en columnas mixtas solicitadas a flexión, a ser utilizado con la Sección II.3

Descripción del Elemento de la sección transversal	Relación anchura/espesor	Compacta/ Nocompacta λ_p	Nocompacta/ Esbelta λ_r	Máximo Permitido
Alas de secciones rectangulares y secciones estructurales huecas de espesor uniforme	$\frac{b}{t}$	$2.26 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	$3.00 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	$5.00 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$
Paredes de secciones rectangulares y secciones estructurales huecas de espesor uniforme	$\frac{h}{t}$	$3.00 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$
Secciones circulares rellenas	$\frac{D}{t}$	$0.09 \frac{E_s}{F_y}$	$0.31 \frac{E_s}{F_y}$	$0.31 \frac{E_s}{F_y}$

²⁷ ANSI/AISC 360-10, 2010, "Specification for Structural Steel Buildings"

II.3.3 Resistencia a la compresión

La resistencia teórica en compresión P_n de una columna mixta se encuentra controlada por el Estado límite de pandeo global. La resistencia nominal es:

$$\text{cuando } P_o \leq 2.25P_e \quad P_e \geq 0.44P_o \quad P_n = P_o \left(0.658^{\frac{P_o}{P_e}} \right)$$

$$\text{cuando } P_o > 2.25P_e \quad P_e \leq 0.44P_o \quad P_n = 0.877P_e$$

$$\text{donde:} \quad P_e = \left(\frac{\pi}{KL} \right)^2 EI_{eff}$$

$$\phi_c = 0.75(LRFD)$$

- Para columnas SRC:

$$P_o = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + 0.85 A_c f'_c$$

$$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c$$

$$C_1 = 0.1 + 2 \left(\frac{A_s}{A_s + A_c} \right) \leq 0.3$$

- Para columnas CFT y RCFT:

- Para secciones compactas

$$P_o = P_p$$

$$P_p = A_s F_y + C_2 f'_c \left(A_{sr} \frac{E_s}{E_c} + A_c \right)$$

- Para secciones no-compactas

$$P_o = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2$$

$$P_p = A_s F_y + C_2 f'_c \left(A_{sr} \frac{E_s}{E_c} + A_c \right)$$

$$P_y = A_s F_y + 0.70 f'_c \left(A_{sr} \frac{E_s}{E_c} + A_c \right)$$

- Para secciones esbeltas

$$P_o = A_s F_{cr} + 0.70 f'_c \left(A_{sr} \frac{E_s}{E_c} + A_c \right)$$

$$F_{cr} = \frac{9E_s}{\left(\frac{b}{t} \right)^2} \quad \text{columnas RCFT}$$

$$F_{cr} = \frac{0.72F_y}{\left(\left(\frac{D}{t}\right)\frac{F_y}{E_s}\right)^2} \quad \text{columnas CFT}$$

- Para todas las secciones

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c$$

$$C_3 = 0.6 + 2\left(\frac{A_s}{A_s + A_c}\right) \leq 0.9$$

- P_o : Resistencia teórica de compresión sin considerar el efecto del largo de la columna.
- P_e : Carga crítica de Euler.
- EI_{eff} : Rigidez efectiva de la sección mixta.
- E_s : Módulo de Elasticidad del Acero [MPa]. $E_s = 200.000 MPa$
- E_c : Módulo de Elasticidad del concreto [MPa]. $E_c = w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$
- KL : Longitud efectiva de pandeo de la columna.
- $C2$: Coeficiente igual a 0,85 para RCFT y 0,95 para CFT.
- ϕ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia teorica a la compresión.
- A_s : Área de la sección transversal del perfil de acero [mm²].
- A_c : Área de la sección transversal de hormigón [mm²].
- A_{sr} : Área de las barras de refuerzo continuo [mm²].
- f'_c : Resistencia cilíndrica del concreto a la compresión [MPa].
- F_y : Tensión mínima de cedencia del perfil de acero [MPa].
- F_{yr} : Tensión mínima de cedencia de las barras de refuerzo [MPa].
- I_c : Momento de Inercia de la sección de concreto [mm⁴].
- I_s : Momento de Inercia de la sección del perfil de acero [mm⁴].
- I_{sr} : Momento de Inercia de las barras de refuerzo [mm⁴].
- w_c : Peso del concreto por unidad de volumen ($1500 \leq w_c \leq 2500 \text{ kg/m}^3$)
- λ , λ_p , λ_r : Relación de esbeltez determinada según Tabla II.3.1
- $C3$: Coeficiente para calculo de rigidez efectiva de columnas RCFT y CFT.

II.3.4 Resistencia a la Tracción

La resistencia teórica en tracción P_n de una columna mixta se encuentra controlada por el estado límite de cedencia del acero:

$$P_n = A_s F_y + A_{sr} F_{yr}$$

La resistencia de diseño en tracción se calcula de la misma manera para cualquier tipo de columna mixta.

$$\phi_t = 0.90(LRFD)$$

II.3.5 Resistencia al corte

La resistencia de diseño $\phi_v V_n$ de la sección transversal de una columna compuesta, se determina usando uno de los siguientes métodos:

- Considerando la resistencia disponible al corte de la sección de acero exclusivamente, según el Capítulo G AISC 360-10.
- Considerando la resistencia disponible al corte de la sección de concreto y acero de refuerzo, según el ACI 318 con. $\phi_v = 0.75(LRFD)$
- Considerando la resistencia nominal al corte de la sección de acero según el Capítulo G AISC 360-10 mas la resistencia nominal al corte del acero de refuerzo, según el ACI 318 con. $\phi_v = 0.75(LRFD)$

La resistencia al corte para una columna compuesta debe ser calculada considerando exclusivamente la resistencia del acero o sólo la resistencia del concreto.

Cuando se desea considerar sólo el efecto del acero se debe aplicar la siguiente expresión, que considera lo planteado en el Capítulo G del AISC más la tensión de corte resistido por la armadura transversal de la columna compuesta:

$$\phi_v V_n = \phi_v \left(0.6 F_y A_w C_v + A_{st} F_{yr} \frac{d}{s} \right)$$

Donde el coeficiente C_v se calcula como:

- Si el perfil de acero es un perfil H con doble simetría y además cumple la relación

$$\text{Para } \frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad \text{entonces } C_v = 1.00$$

- Si el perfil de acero es otro tipo, entonces el valor de C_v dependerá de lo siguiente:

$$\text{Para } \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v E_s}{F_y}} \quad \text{entonces } C_v = 1.00$$

$$\text{Para } 1.10 \sqrt{\frac{k_v E_s}{F_y}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E_s}{F_y}} \quad \text{entonces } C_v = \frac{1.10 \sqrt{\frac{k_v E_s}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}}$$

$$\text{Para } \frac{h}{t_w} \geq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E_s}{F_y}} \quad \text{entonces } C_v = \frac{1.51 \frac{k_v E_s}{F_y}}{\left(\frac{h}{t_w} \right)^2}$$

donde:

- A_w : Área de corte del elemento [mm^2].
- A_{st} : Área de corte de la armadura transversal [mm^2].
- F_y : Tensión mínima de cedencia del perfil de acero [MPa].
- F_{yr} : Tensión mínima de cedencia de las barras de refuerzo [MPa].

- h : Altura libre del alma del perfil [mm].
- t_w : Espesor del alma del perfil [mm].
- a : Anchura efectiva de la sección de concreto [mm].
- s : Espaciamiento de la armadura transversal [mm]
- ϕ_v : Factor de minoración de resistencia teórica al corte igual a 0,9.
- k_v : Coeficiente de pandeo de placa del alma sometida a corte. El cual se determina:

Para almas no rigidizadas con $\frac{h}{t_w} \leq 260$, entonces $k_v = 5$

excepto para el alma de perfiles T, entonces $k_v = 1.20$

Para almas rigidizadas:

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$$

$$\text{cuando } \frac{a}{h} \geq \left\{ 3; \left[\frac{260}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \right] \right\} \quad k_v = 5$$

donde a es la distancia libre entre rigidizadores transversales [mm].

Cuando se requiera considerar sólo la resistencia del concreto se debe utilizar las expresiones del Capítulo 11 del código ACI318 [5], expresadas la sección 1.2 del presente documento.

11.3.6 Resistencia a la Flexión

La resistencia teórica a la flexión M_n de una columna mixta SRC se determina con los siguientes factores

$$\phi_b = 0.90(LRFD)$$

- Para columnas SRC:

$$P_o = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + 0.85 A_c f'_c$$

La resistencia teórica a la flexión M_n de la sección transversal de columna mixta SRC, se determina usando uno de los siguientes métodos:

- La superposición de las tensiones elásticas sobre la sección mixta, considerando los efectos de apoyos, para el Estado límite de cedencia (Momento de Cedencia).
- La distribución de tensiones plásticas sólo en la sección de acero, para el estado límite de cedencia (Momento plástico).

- Si existen conectores de corte y el concreto cumple con las limitaciones del material, la resistencia teórica a la flexión se debe calcular en base a la distribución de tensiones plásticas en la sección mixta o considerando el método de compatibilidad de deformaciones.

La resistencia teórica a flexión M_n de una columna mixta CFT y RCFT se determina con:

$$\phi_b = 0.90(LRFD)$$

- Para secciones compactas

$$M_n = M_p$$

- Para secciones no-compactas

$$M_n = M_p - (M_p - M_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right)$$

11.3.7 Interacción entre la fuerza axial de compresión y flexión en el plano de simetría de columnas mixtas

El trabajo combinado de fuerza axial y flexión en columnas mixtas debe responder a los criterios de estabilidad según lo requerido por el Capítulo C de la AISC 360-10. La resistencia disponible a compresión y la resistencia disponible a flexión han de ser determinadas según lo definido en las secciones I2 e I3 respectivas. Para responder a la influencia que tiene el efecto de la longitud en la capacidad axial resistente, la resistencia nominal a compresión debe determinarse según la Sección I2.

Para columnas SRC y columnas RCFT y CFT de sección compacta, el trabajo combinado de fuerza axial y flexión debe apoyarse en las ecuaciones de interacción de la Sección H1.1 o uno de los métodos definidos en la Sección 11.2

Para columnas RCFT y CFT de sección no-compacta o de sección esbelta, el trabajo combinado de fuerza axial y flexión debe apoyarse en las ecuaciones de interacción de la Sección H1.1

- En miembros solicitados a flexo-compresión se puede utilizar cualquiera de los 3 métodos establecidos en el Comentario de la AISC 360-10

Método 1: Ecuaciones de interacción de sección H1

Método 2: Curvas de interacción del Método de distribución de tensiones plásticas

Método 3: Enfoque bi-lineal simplificado

En el eje de mayor inercia:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.20 \quad \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad M_{ux} = M_{nx} \frac{9}{8} (1 - R_u)$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.20 \quad \frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad M_{ux} = M_{nx} \left(1 - \frac{R_u}{2} \right)$$

$$\phi_c = 0.85$$

$$\phi_b = 0.95$$

En el eje de menor inercia:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.20 \quad \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad M_{ux} = M_{nx} \frac{9}{8} (1 - R_u)$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.20 \quad \frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad M_{ux} = M_{nx} \left(1 - \frac{R_u}{2} \right)$$

$$\phi_c = 0.85$$

$$\phi_b = 0.95$$

Donde:

- P_u : Solicitación de compresión
- P_n : Resistencia a la compresión
- M_u : Solicitación de flexión
- M_n : Resistencia teórica a la flexión
- ϕ_c : Factor de minoración de la resistencia a la compresión
- ϕ_b : Factor de minoración de la resistencia a la flexión

Los Momentos de segundo orden pueden ser obtenidos a partir de un análisis elástico de segundo orden o pueden ser calculados a partir de un análisis elástico de primer orden utilizando las expresiones siguientes:

Fórmulas del análisis plástico

Por facilidad se definen los términos de Euler para pandeo

$$C_{ex} = \frac{P_{ex} (K_x L_x)^2}{10.000}$$

$$C_{ey} = \frac{P_{ey} (K_y L_y)^2}{10.000}$$

$$P_e = \frac{10.000 C_e}{(K_y L_y)^2}$$

II.4 Comparación entre los Métodos de distribución de tensiones plásticas (AISC) y de compatibilidad de deformaciones (ACI)

Los lineamientos para el diseño de columnas mixtas fueron presentados por primera vez en el Código ACI 318-71 y muchos ingenieros las diseñaron bajo estos principios, muy similares a los de las columnas de concreto reforzado.

Los lineamientos actuales de diseño de columnas mixtas según ACI se encuentran en ACI 318-89 (Capítulo 10) y el método se basa en suponer una distribución lineal de deformaciones en la sección transversal donde la deformación unitaria máxima en la fibra mas comprimida del concreto es de 0.003

- El enfoque de ACI resulta en curvas P_u vs M_u de tipo parabólico, mientras que el enfoque de AISC resulta en curvas de tipo bi-lineal.
- Ambos métodos estiman capacidades de flexión muy cercanas (15% de diferencia) y en todos los casos AISC predice valores de M_u mayores.
- Ambos métodos estiman a capacidades de carga axial pura muy cercanas cuando el perfil de acero constituye una pequeña parte de la capacidad total, pero difieren significativamente en la medida que el perfil crece en dimensiones. El enfoque de AISC resulta en capacidades de hasta 30% mayores al de ACI.
- En el tramo medio de excentricidad de la curva, el método de ACI estima cargas axiales mayores para un M_u determinado que el método de AISC, cuando la columna mixta contiene un perfil de pequeñas dimensiones. Esto se invierte cuando el perfil crece en dimensiones.
- En general, se puede lograr una economía de diseño con AISC en la medida que el perfil de acero abarca una mayor porción del área de la columna mixta.

Procedimiento para uso de tablas LRFD para el diseño de columnas mixtas:

1. Determinar la excentricidad (e_r) relativa dividiendo el Momento mayorado (M_u) entre la Carga mayorada (P_u) y la dimensión de la sección (t) en el plano de flexión

$$e_r = \frac{M_u}{P_u t}$$

2. Seleccionar el primer valor de prueba de la relación de carga (R_u) dependiendo del valor de excentricidad relativa calculado

$$e_r \geq 0.33 \quad R_u = 0.30$$

$$e_{r,0.10} < 0.33 \quad R_u = 0.50$$

$$e_r \leq 0.10 \quad R_u = 0.70$$

3. Calcular la Fuerza axial de diseño (P_u)

$$\phi P_n = \frac{P_u}{R_u}$$

4. Para unas dimensiones deseadas de columna $b \times h$, resistencia de concreto f'_c y longitud efectiva KL seleccionar una columna de prueba con ϕP_n aproximadamente igual a P_u
5. Calcular la relación de carga (R_u) para la columna de prueba seleccionada

$$R_u = \frac{P_u}{\phi P_n}$$

6. De la tabla, para R_u calculado, encontrar la capacidad resistente de momento uniaxial M_{ux} o M_{uy} , según aplique
7. Comparar con el Momento mayorado
 - Si M_{ux} (o M_{uy}) $> M_u$ la columna de prueba satisface
 - Si M_{ux} (o M_{uy}) $< M_u$ la columna de prueba no satisface
8. Si no satisface, repetir pasos 4 al 7 con una nueva columna haciendo cualesquiera de los siguientes ajustes:
 - tamaño de columna
 - resistencia del concreto
 - tamaño del perfil
 - porcentaje del acero de refuerzo longitudinal

CAPÍTULO III. MARCO METODOLOGICO

III

Recomendaciones de Diseño

En la presente sección se presentan los métodos de diseño recomendados para cada tipo de columna mixta.

III.1 Columnas SRC

III.1.1 Diseño de columnas SRC solicitadas a Compresión

Se debe diseñar utilizando la siguiente formula:

$$\phi P_{n\max} = 0.85\phi_c (0.85 f'_c A_c + F_y A_s + F_{yr} A_{sr})$$

Donde:

- f'_c : Resistencia a la compresión del concreto
- A_c : Área del concreto armado
- A_s : Área del perfil de acero
- A_{sr} : Área total de las armaduras longitudinales
- F_y : Tensión de cedencia del perfil de acero
- F_{yr} : Tensión de cedencia de la armadura longitudinal
- ϕ_c : 0.65

La rigidez efectiva se calcula de la siguiente manera:

$$EI_{eff} = \frac{\left(E_c \frac{I_g}{5} \right)}{1 + \beta_d} + E_s I_{sx} + E_{sr} I_{srx}$$

donde:

- I_g : Área total de la columna compuesta
- I_{sx} : Momento de Inercia del perfil de acero en el eje fuerte
- I_{srx} : Momento de Inercia proporcionado por el refuerzo longitudinal en el eje fuerte
- E_c : Módulo de elasticidad del concreto
- E_s : Módulo de elasticidad del perfil de Acero
- E_{sr} : Módulo de elasticidad del refuerzo longitudinal
- β_d : es la relación entre la máxima fuerza axial sostenida mayorada y la máxima fuerza axial mayorada asociada con la misma hipótesis de solicitaciones cuando se desconocen las solicitaciones mayoradas se puede aproximar $\beta_d = 0.60$

III.1.2 Diseño de columnas SRC solicitadas a Tracción

Se debe cumplir que $\phi_c P_n \geq P_u$, donde P_u se obtiene de las solicitaciones de tracción a las cuales se encuentra solicitada la columna.

Calcular P_n de la siguiente forma:

$$P_n = A_s F_y + A_{sr} F_{yr}$$

Donde:

- A_s : Área de la sección de acero
- A_{sr} : Área de los refuerzos longitudinales
- F_y : Tensión de cedencia del perfil de acero
- F_{yr} : Tensión de cedencia de las barras longitudinales

$$\phi_t = 0.90(LRFD)$$

III.1.3 Diseño de columnas SRC solicitadas a Corte

Se recomienda diseñar las columnas SRC teniendo presente la resistencia del acero por sobre el concreto.

Para esto se debe calcular el corte V_n teniendo presente el diseño del perfil embebido de acero y en caso de que exista, se debe sumar la resistencia al corte dada por la armadura transversal.

Al tener presente el diseño al corte de una columna SRC, la resistencia teórica del corte es:

$$V_n = V_s + V_{sv} = 0.6 F_y A_w C_v + A_{st} F_{yr} \frac{d}{s}$$

donde:

- V_s : Resistencia teórica al corte del perfil de Acero [N]
- V_{sv} : Resistencia teórica al corte de la armadura de confinamiento de la columna [N]
- F_y : Tensión de cedencia del Perfil de Acero [MPa]
- F_{yr} : Tensión de cedencia de la armadura de confinamiento [MPa]
- A_w : Área del alma traccionada, corresponde a la altura total del alma multiplicada por el espesor de esta ($d_s * t_w$) [mm²]
- A_{st} : Área de la armadura de confinamiento [mm²]
- C_v : Coeficiente de corte del alma
- d : Profundidad efectiva de la sección de concreto [mm]
- s : Espaciamiento de la armadura de confinamiento [mm]

Para calcular el valor de C_v se debe tener presente lo siguiente:

- i. Cuando el perfil de acero es un perfil H con doble simetría y además cumple la relación

$$\text{Para } \frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad \text{entonces } C_v = 1.00$$

ii. Cuando el perfil de acero es otro tipo, entonces el valor de C_v dependerá de lo siguiente:

Para $\frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v E_s}{F_y}}$ entonces $C_v = 1.00$

Para $1.10 \sqrt{\frac{k_v E_s}{F_y}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E_s}{F_y}}$ entonces $C_v = \frac{1.10 \sqrt{\frac{k_v E_s}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}}$

Para $\frac{h}{t_w} \geq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E_s}{F_y}}$ entonces $C_v = \frac{1.51 \frac{k_v E_s}{F_y}}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2}$

donde:

- A_w : Área de corte del elemento [mm²].
- A_{sr} : Área de corte de la armadura transversal [mm²].
- F_y : Tensión mínima de cedencia del perfil de acero [MPa].
- F_{yr} : Tensión mínima de cedencia de las barras de refuerzo [MPa].
- h : Altura libre del alma del perfil [mm].
- t_w : Espesor del alma del perfil [mm].
- d : Anchura efectiva de la sección de concreto [mm].
- s : Espaciamiento de la armadura transversal [mm]
- ϕ_v : Factor de minoración de resistencia al corte igual a 0,9.
- k_v : Coeficiente de pandeo de placa del alma sometida a corte. El cual se determina:

Para almas no rigidizadas con $\frac{h}{t_w} \leq 260$, entonces $k_v = 5$

excepto para el alma de perfiles T, entonces $k_v = 1.20$

Para almas rigidizadas:

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$$

cuando $\frac{a}{h} \geq \left\{ 3; \left[\frac{260}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \right]^2 \right\}$ $k_v = 5$

donde a es la distancia libre entre rigidizadores transversales [mm].

III.1.4 Diseño de columnas SRC solicitadas a Flexión

Se recomienda diseñar mediante el método de límite plástico propuesto por el código AISC360-10, para el punto B. Es decir, calcular el momento plástico según el punto B del diagrama de interacción que se muestra en la figura III-1



Figura III.1.4.1: Curvas de Interacción N-M para columna SRC

Si se desea diseñar una columna SRC con presencia de pandeo en el eje fuerte (Eje X-X), se deben seguir las indicaciones de la tabla A-2.

Si se desea diseñar una columna SRC con presencia de pandeo en el eje débil (Eje Y-Y), se deben seguir las indicaciones de la tabla A-3.

III.2 Columnas CFT

III.2.1 Diseño de columnas CFT solicitadas a Compresión

Para poder diseñar una columna mixta deberá seguir las indicaciones expuestas en la Sección II.1

Se debe cumplir que: $\frac{D}{t} \leq 0.15 \frac{E_s}{F_y}$ donde D es el diámetro exterior del perfil de acero; t es el espesor del perfil tubular de acero.

La resistencia nominal en compresión, P_n , de una columna mixta se encuentra controlada por el estado límite de pandeo global. La resistencia teórica es:

$$\text{cuando } P_e \geq 0.44P_o \quad P_n = P_o \left(0.658^{\frac{P_o}{P_e}} \right)$$

$$\text{cuando } P_e \leq 0.44P_o \quad P_n = 0.877P_e$$

con $\phi_c = 0.75(LRFD)$

Finalmente la carga teórica de diseño debe cumplir que:

$$\phi_c P_n \geq P_u$$

donde:

$$\bullet \quad P_o = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + C_2 A_c f'_c$$

- $P_c = \left(\frac{\pi}{KL} \right)^2 EI_{eff}$
- $EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c$
- $C_3 = 0.6 + 2 \left(\frac{A_s}{A_s + A_c} \right) \leq 0.9$

donde:

- P_c : Resistencia teórica de compresión sin considerar el efecto del largo de la columna.
- P_e : Tensión crítica de Euler [N].
- EI_{eff} : Rigidez efectiva de la sección mixta [N-mm].
- E_s : Módulo de Elasticidad del Acero [MPa].
- E_c : Módulo de Elasticidad del concreto [MPa].
- KL : Longitud efectiva de pandeo de la columna [mm].
- C_3 : Coeficiente igual a 0,95 para CFT.
- ϕ_c : Coeficiente de minoración de resistencia a la compresión.
- A_s : Área de la sección transversal del perfil de acero [mm²].
- A_c : Área de la sección transversal de concreto [mm²].
- A_{sr} : Área de las barras de refuerzo continuo [mm²].
- f'_c : Resistencia cilíndrica del concreto a la compresión [MPa].
- F_y : Tensión mínima de fluencia del perfil de acero [MPa].
- F_{yr} : Tensión mínima de fluencia de las barras de refuerzo [MPa].
- I_c : Momento de Inercia de la sección de concreto [mm⁴].
- I_s : Momento de Inercia de la sección del perfil de acero [mm⁴].
- I_{sr} : Momento de Inercia de las barras de refuerzo [mm⁴].
- D : Diámetro exterior de la sección transversal del perfil tubular [mm].
- t : Espesor de la sección transversal del perfil tubular [mm].

III.2.2 Diseño de columnas CFT solicitadas a Tracción

Se recomienda utilizar lo expuesto por el código AISC360-10, ya que este es el único código que tiene presente el diseño a tracción de una columna mixta. Se debe cumplir que $\phi_c P_n \geq P_u$, donde P_u es posible obtener de las solicitaciones de tracción a las cuales se encuentra la columna.

Calcular P_n de la siguiente forma:

$$P_n = A_s F_y + A_{sr} F_{yr}$$

donde:

- A_s : Área de la sección de acero
- A_{sr} : Área de los refuerzos longitudinales
- F_y : Tensión de cedencia del perfil de acero
- F_{yr} : Tensión de cedencia de las barras longitudinales

Dependiendo si se utiliza LRFD o ASD como método de diseño, se debe asumir que $\phi_t = 0.90$ (LRFD)

III.2.3 Diseño de columnas CFT solicitadas a Corte

Si se diseña teniendo presente el acero, deberá diseñar V_n según lo expuesto en la Sección II.1 y si diseñara teniendo presente solamente el concreto se deberá diseñar según la Sección II.2

III.2.4 Diseño de columnas CFT solicitadas a Flexión

Se recomienda diseñar mediante el método de límite plástico propuesto por el código AISC360-10, para el punto B. Es decir, calcular el momento plástico según el punto B del diagrama de interacción de la figura III.2.4.

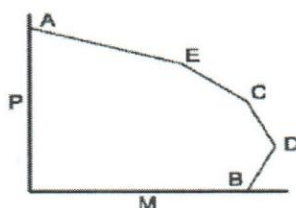


Figura III.2.4: Curva de Interacción N-M para una columna mixta CFT

Si se desea diseñar una columna CFT, con presencia de pandeo cualquier eje, se deben seguir las indicaciones de la Tabla A-5.

III.3 Columnas RCFT

III.3.1 Diseño de columnas RCFT solicitadas a Compresión

Toda columna compuesta RCFT debe cumplir la siguiente limitación: $t \geq b \sqrt{\frac{F_y}{3E_s}}$

Se debe diseñar utilizando la siguiente fórmula:

$$\phi P_{n \max} = 0.85 \phi_c (0.85 f'_c A_c + F_y A_s + F_{yr} A_{sr})$$

donde:

- f'_c : Resistencia a la compresión del concreto
- A_c : Área del concreto armado
- A_s : Área del perfil de acero
- A_{sr} : Área total de las armaduras longitudinales
- F_y : Tensión de cedencia del perfil de acero
- F_{yr} : Tensión de cedencia de la armadura longitudinal
- ϕ_c : 0.65
- t : Espesor del perfil de acero

- b : Anchura del lado más pequeño del perfil de acero
- E_s : Módulo de elasticidad del perfil de acero

En caso de que se desee calcular la rigidez de una columna mixta. Esta se calcula de la siguiente manera:

$$EI_{eff} = \frac{\left(E_c \frac{I_g}{5} \right)}{1 + \beta_d} + E_s I_{sx} + E_{sr} I_{srx}$$

donde:

- I_g : Área total de la columna compuesta
- I_{sx} : Momento de Inercia del perfil de acero en el eje fuerte
- I_{srx} : Momento de Inercia proporcionado por el refuerzo longitudinal en el eje fuerte
- E_c : Módulo de elasticidad del concreto
- E_s : Módulo de elasticidad del perfil de Acero
- E_{sr} : Módulo de elasticidad del refuerzo longitudinal
- β_d : es la relación entre la máxima fuerza axial sostenida mayorada y la máxima fuerza axial mayorada asociada con la misma hipótesis de solicitaciones. Si se desconocen los esfuerzos mayorados se puede aproximar $\beta_d = 0.60$

III.3.2 Diseño de columnas RCFT solicitadas a Tracción

Se recomienda utilizar lo expuesto por el código AISC360-10, por la misma razón dada en las secciones III.2.1 y III.2.2.

Se debe cumplir que $\phi_c P_n \geq P_u$, donde P_u es posible obtener de las solicitaciones de tracción a las cuales se encuentra la columna.

Calcular P_n de la siguiente forma:

$$P_n = A_s F_y + A_{sr} F_{yr}$$

donde:

- A_s : Área de la sección de acero
- A_{sr} : Área de los refuerzos longitudinales
- F_y : Tensión de cedencia del perfil de acero
- F_{yr} : Tensión de cedencia de las barras longitudinales

$$\phi_t = 0.90(LRFD)$$

III.3.3 Diseño de columnas RCFT solicitadas a Corte

Si se diseña teniendo presente el acero, deberá diseñar V_n según lo expuesto en la Sección II.1 y si diseñara teniendo presente solamente el concreto se deberá diseñar según la Sección II.2.

III.3.4 Diseño de columnas RCFT solicitadas a Flexión

Se recomienda diseñar mediante el método de límite plástico propuesto por el Código AISC360-10, para el punto B de la Figura III.3.4. Es decir, calcular el momento plástico según el punto B del diagrama de interacción N-M. De la misma forma como se diseña en las Secciones III.1.4 y III.2.4.

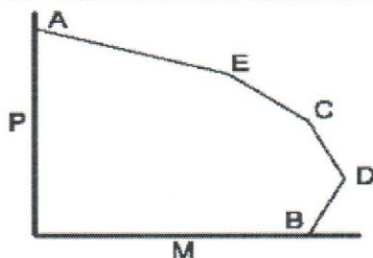
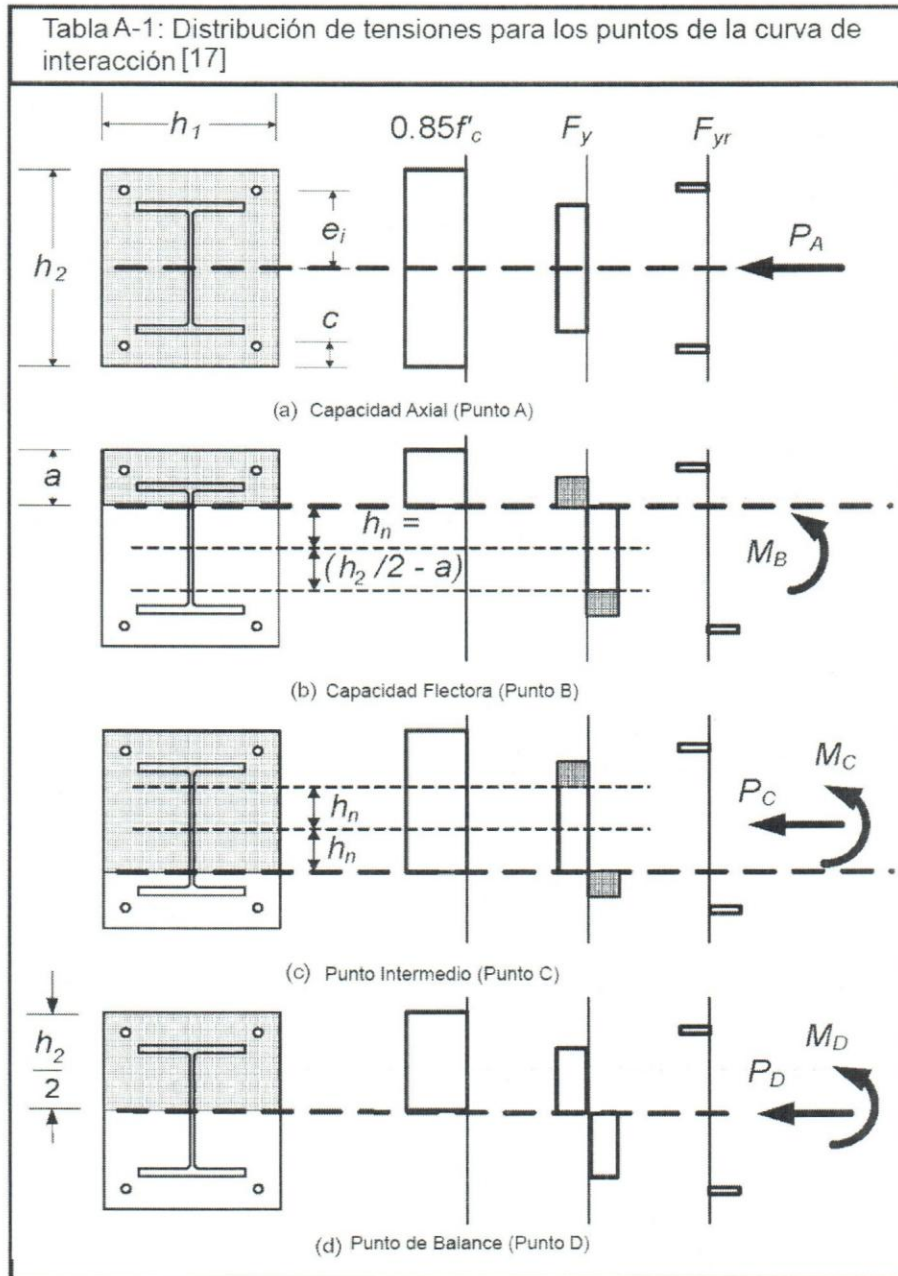


Figura III.3.4: Curva de Interacción N-M para una columna mixta RCFT

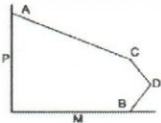
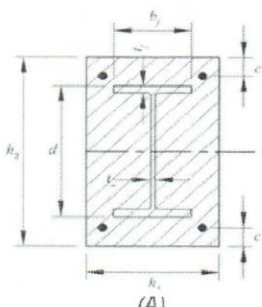
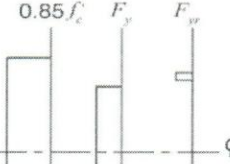
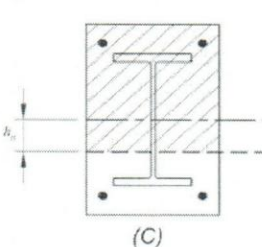
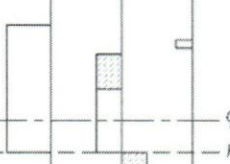
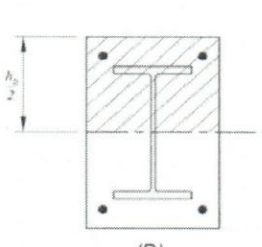
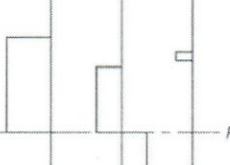
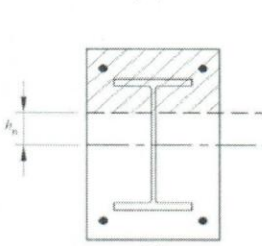
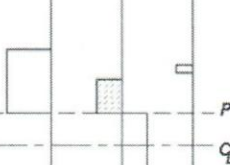
IV TABLAS DE DISEÑO

IV.1.1 Tabla A.1 Distribución de tensiones para los puntos de la curva de interacción²⁸



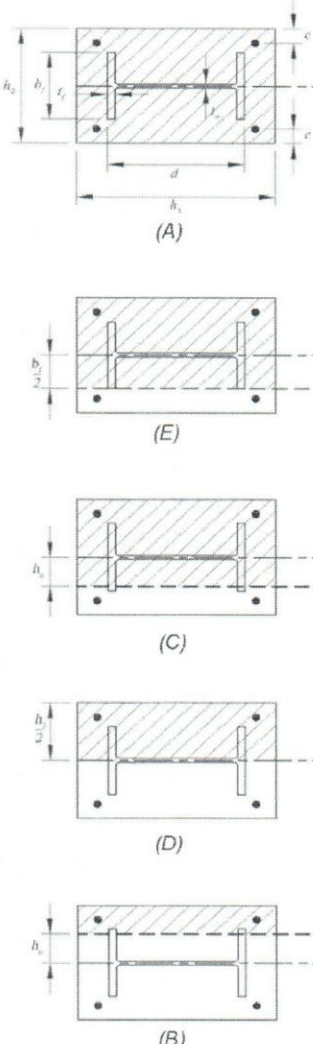
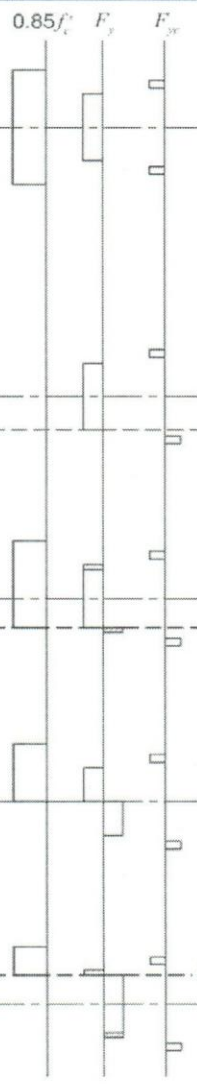
²⁸ COSENZA, Edoardo y ZANDONINI, Riccardo, "Structural Engineering Handbook"

IV.1.2 Tabla A.2 Capacidad plástica para columnas SRC, con pandeo en el eje X-X²⁹

Tabla A-2: Capacidad plástica para columnas SRC, con presencia de pandeo en el Eje X-X [17] 			
Sección	Distribución de Tensiones	Pto.	Ecuaciones de Diseño
 (A)		A	$P_A = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + 0.85 f'_c A_c$ $M_A = 0$ A_s = Área de la sección de acero A_{sr} = Área del refuerzo longitudinal $A_c = h_1 h_2 - A_s - A_{sr}$
		C	$P_C = 0.85 f'_c A_c$ $M_C = M_B$
 (C)		D	$P_D = \frac{0.85 f'_c A_c}{2}$ $M_D = Z_s F_y + Z_r F_{yr} + \frac{1}{2} Z_c (0.85 f'_c)$ $Z_r = A_{sr} \left(\frac{h_2}{2} - c \right)$ $Z_s = b_f t_f \left(d - t_f \right) + \frac{(d - 2t_f) h_w^2}{4}$ $Z_c = \frac{h_1 h_2^2}{4} - Z_s - Z_r$
 (D)		B	$P_B = 0$ $M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f'_c)$ $Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$ $Z_{sn} = t_w h_n^2$ Si se cumple que $h_n < \frac{d}{2} - t_f$: $h_n = \frac{0.85 f'_c A_c}{2 \left[0.85 f'_c (h_1 - t_w) + 2 t_w F_y \right]}$ Si se cumple $\frac{d}{2} - t_f < h_n < \frac{d}{2}$: $h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_s - d b_f) - 2 F_y (A_s - d b_f)}{2 \left[0.85 f'_c (h_1 - b_f) + 2 F_y b_f \right]}$ $Z_{sn} = Z_s - b_f \left(\frac{d}{2} - h_n \right) \left(\frac{d}{2} + h_n \right)$ Si se cumple $h_n > \frac{d}{2}$: $h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_s) - 2 F_y A_s}{2 (0.85 f'_c h_1)}$ $Z_{sn} = Z_s = \text{Módulo plástico del eje X de la sección}$
 (B)			

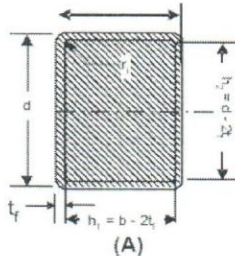
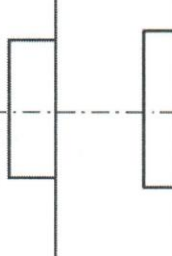
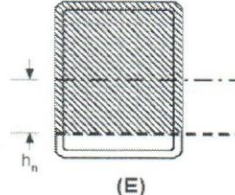
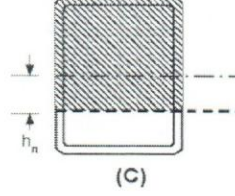
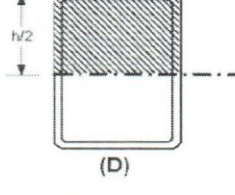
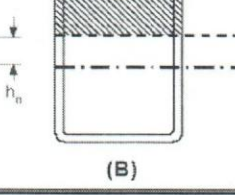
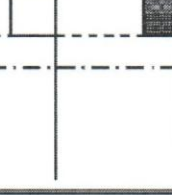
²⁹ ANSI/AISC 2005, "Design Examples", v13.0

IV.1.3 Tabla A.3 Capacidad plástica para columnas SRC, con pandeo en el eje Y-Y³⁰

Tabla A-3: Capacidad plástica para columnas SRC, con presencia de pandeo en el Eje Y-Y [17]			
Sección	Distribución de tensiones	Pto.	Ecuaciones de Diseño
 (A) (E) (C) (D) (B)		A	$P_A = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + 0.85 f'_c A_c \quad M_A = 0$ $A_s = \text{Área del perfil de acero}$ $A_{sr} = \text{Área del refuerzo longitudinal}$ $A_c = h_1 h_2 - A_s - A_{sr}$
		E	$P_E = A_s F_y + (0.85 f'_c) \left[A_c - \frac{h_1}{2} (h_2 - b_f) + \frac{A_{sr}}{2} \right]$ $M_E = M_D - Z_{SE} F_y - \frac{1}{2} Z_{CE} (0.85 f'_c)$ $Z_{SE} = Z_{sy} = \text{Módulo plástico de la sección en el eje y}$ $Z_{CE} = \frac{h_1 b_f^2}{4} - Z_{SE}$
		C	$P_C = 0.85 f'_c A_c$ $M_C = M_B$
		D	$P_D = \frac{0.85 f'_c A_c}{2}$ $M_D = Z_s F_y + Z_r F_{sr} + \frac{1}{2} Z_c (0.85 f'_c)$ $Z_s = \text{Módulo plástico de la sección completa}$ $Z_r = A_{sr} \left(\frac{h_2}{2} - c \right) \quad Z_i = \frac{t_f b_f^2}{2} + \frac{(d - 2t_f) t_f^2}{4}$ $Z_c = \frac{h_1 h_2^2}{4} - Z_s - Z_r$
		B	$M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f'_c) \quad P_B = 0$ $Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$ Cuando se cumple $\frac{t_w}{2} < h_n < \frac{b_f}{2}$: $h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_s - 2t_f b_f) - 2F_y (A_s - 2t_f b_f)}{2[4t_f F_y + 0.85 f'_c (h_1 - 2t_f)]}$ Si se cumple que $h_n > \frac{b_f}{2}$: $h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_s) - 2F_y A_s}{2[0.85 f'_c h_1]}$ $Z_{sn} = Z_{sy} = \text{Módulo plástico de la sección en el eje y}$

³⁰ ANSI/AISC 2005, "Design Examples", v13.0

IV.1.4 Tabla A.4 Capacidad plástica para columnas RCFT, con pandeo en el eje X-X³¹

Tabla A-4: Capacidad plástica para una columna RCFT, con presencia de pandeo en el Eje X-X [17]			
Sección	Distribución de Tensiones	Pto.	Ecuaciones de Diseño
 (A)		A	$P_A = A_s F_y + A_c (0.85 f'_c)$ $M_A = 0$ $A_s = \text{Área del perfil de acero}$ $A_c = h_1 h_2 - 0.858 t_f^2$ $h_1 = b - 2t_f$ $h_2 = d - 2t_f$
 (E)		E	$P_E = \frac{1}{2} (0.85 f'_c) A_c + 0.85 f'_c h_1 h_R + 4 F_y t_w h_R$ $M_E = M_{max} - \Delta M_E$ $Z_{xE} = b h_R^2 - Z_{cE} \quad Z_{cE} = h_1 h_R^2$ $\Delta M_E = Z_{xE} F_y + \frac{1}{2} Z_{cE} (0.85 f'_c)$ $h_R = \frac{h_n}{2} + \frac{d}{4}$
 (C)		C	$P_C = A_c (0.85 f'_c)$ $M_C = M_B$
 (D)		D	$P_D = \frac{0.85 f'_c A_c}{2}$ $M_D = Z_y F_y + \frac{1}{2} Z_{cD} (0.85 f'_c)$ $Z_y = \text{Módulo plástico de la sección de acero}$ $Z_{cD} = \frac{h_1 h_2^2}{4} - 0.192 t_f^3$
 (B)		B	$P_B = 0$ $M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f'_c)$ $Z_{sn} = 2 t_w h_n^2$ $Z_{cn} = h_1 h_n^2$ $h_n = \frac{0.85 f'_c A_c}{2 [0.85 f'_c h_1 + 4 t_w F_y]} \leq \frac{h_2}{2}$

³¹ ANSI/AISC 2005, "Design Examples", v13.0

IV.1.5 Tabla A.5 Capacidad plástica para columnas CFT, con pandeo en cualquier eje³²

Sección		Distribución de Tensiones	Pto.	Ecuación de Diseño
			A	$P_A = A_s f'_c + 0.95 f'_c A_c$ $M_A = 0$ $A_s = 2\pi r_m t$ $r_m = \frac{d-t}{2}$ $A_c = \frac{\pi d^2}{4}$ ³² 0.95 se puede usar en lugar de 0.85, como coeficiente de la tensión del hormigón bajo compresión para todos los casos.
			E	$h_c = \frac{h_o}{2} + \frac{h}{4} \quad (h_o \text{ ver Punto B})$ $\theta_2 = \pi - 2 \arcsin \left(\frac{2h_o}{h} \right)$ $Z_{ce} = \frac{d^3 - h^3}{6} \sin^3 \left(\frac{\theta_2}{2} \right) A$ $X = \left[\frac{\theta_2}{\theta_2 - \sin \theta_2} + \frac{(2\pi - \theta_2)}{(2\pi - \theta_2) - \sin(2\pi - \theta_2)} \right]$ $Z_{ce} = \frac{d^3 - h^3}{6} \sin^3 \left(\frac{\theta_2}{2} \right) X$ $Z_{ce} = \frac{h^3}{6} \sin^3 \left(\frac{\theta_2}{2} \right)$ $M_E = Z_{ce} F_y + \frac{1}{2} Z_{ce} (0.95 f'_c)$ $P_E = (0.95 f'_c A_s + F_y A_s) - \frac{1}{2} [F_y (d^2 - h^2) + \frac{1}{2} (0.95 f'_c) h^2] [\theta_2 - \sin \theta_2]$
			C	$P_C = 0.95 f'_c A_c$ $M_C = M_B$
			D	$P_D = \frac{0.95 f'_c A_c}{2}$ $M_D = Z_y F_y + \frac{1}{2} Z_y (0.95 f'_c)$ $Z_y = \text{Módulo plástico de la sección de acero} = \frac{d^3}{6} - Z_c$ $Z_c = \frac{h^3}{6}$
			B	$P_B = 0$ $M_B = Z_{ce} F_y + \frac{Z_{ce} (0.95 f'_c)}{2}$ $Z_{ce} = \frac{h^3 \sin^3 (\theta/2)}{6}$ $Z_{ce} = \frac{d^3 - h^3}{12} \sin^3 (\theta/2) \left[\frac{\theta}{\theta - \sin \theta} + \frac{(2\pi - \theta)}{(2\pi - \theta) - \sin(2\pi - \theta)} \right]$ $Z_{ce} = \frac{d^3 - h^3}{6} \sin^3 (\theta/2)$ $\theta = \frac{0.0260 K_c - 2 K_s}{0.0848 K_c} + \sqrt{\left(\frac{0.0260 K_c + 2 K_s}{0.0848 K_c} \right)^2 + 0.857 K_s K_c}$ $K_c = f'_c h^3$ $K_s = F_y r_m^3$ $h_o = \frac{h}{2} \sin \left(\frac{\pi - \theta}{2} \right) \quad \left(\text{Para poder calcular definiciones en el Punto E} \right)$

³² ANSI/AISC 2005, "Design Examples", A13.0

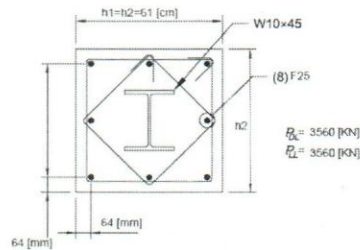
V EJEMPLOS DE DISEÑO

V.1 Diseño de columnas SRC

V.1.1 Ejemplo de Diseño de Columna Mixta Embebida (SRC) a Compresión Axial

Dado:

Determinar si una columna de 4.30m de altura con sección de acero W10X45 embebida en concreto de 60.9cm x 60.9cm con $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ es adecuada para soportar una carga permanente de 157500 kgf y una carga variable de 472500 kgf en compresión axial. La sección de concreto tiene 8 #8 barras de refuerzo longitudinal y estribos #4 @30 cm. La columna esta apoyada en rotulas en ambos extremos y la carga es aplicada directamente a la sección de concreto.



Solución:

Propiedades de los materiales:

Columna W10x45	$F_y = 3500 \text{ kgf/cm}^2$ (343 MPa)	
	$F_u = 4550 \text{ kgf/cm}^2$ (446 MPa)	
	$E_s = 2.030.000 \text{ kgf/cm}^2$ (200000 MPa)	
Concreto	$f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ (35 MPa)	
	$E_c = 273.000 \text{ kgf/cm}^2$ (26780 MPa)	(2320 kgf/m ³ concreto)
Refuerzo	$F_{yst} = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ (410 MPa)	

Propiedades geométricas:

Perfil W10x45:	$A_s = 85.8 \text{ cm}^2$	$I_y = 2222.7 \text{ cm}^4$
Acero de refuerzo:	$A_{sr} = 40.77 \text{ cm}^2$	(area de 1-#8 barra es 5.09 cm ² , según ACI)
	$I_{sr} = \frac{\pi \cdot d^4}{4} + A d^2 = 8 \frac{\pi (1.27)^4}{4} + 6(5.09)(24.14)^2 = 17.814,70 \text{ cm}^4$	
Concreto:	$A_c = A_{cg} - A_s - A_{sr} = 3716.1 \text{ cm}^2 - 85.8 \text{ cm}^2 - 40.7 \text{ cm}^2 = 3587.0 \text{ cm}^2$	
	$I_c = I_{cg} - I_s - I_{sr} = 1.132.149,5 \text{ cm}^4$	

Nota: El momento de inercia en el eje débil es utilizado como parte del chequeo de esbeltez.

Limitaciones:

- 1) Concreto de peso normal $210 \text{ kgf/cm}^2 < f'_c < 700 \text{ kgf/cm}^2$ $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ o.k.
- 2) $F_{yst} < 5250 \text{ kgf/cm}^2$ $F_{yst} = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ o.k.
- 3) La sección transversal del núcleo de acero debe comprender al menos el 1% del total de la sección mixta transversal.
 $85.8 \text{ cm}^2 > (0.01)(3716 \text{ cm}^2) = 37.16 \text{ cm}^2$ $85.8 \text{ cm}^2 > 37.16 \text{ cm}^2$ o.k.
- 4) El recubrimiento de concreto del núcleo de acero debe estar reforzado con barras continuas longitudinales y estribos transversales o zunchos en espiral. El refuerzo transversal mínimo debe ser al menos 0.06 cm² por espacio entre refuerzo.
 $1.29 \text{ cm}^2 / 30.48 \text{ cm} = 0.0423 \text{ cm}^2 / \text{cm}$ $0.0423 \text{ cm}^2 / \text{cm} > 0.0228 \text{ cm}^2 / \text{cm}$ o.k.
- 5) La minima relación de refuerzo longitudinal, ρ_{sr} , debe ser 0.004.

$$\rho_r = \frac{A_{sr}}{A_g} = \frac{40.77 \text{ cm}^2}{3716.00 \text{ cm}^2} = 0.011 \geq 0.004 \text{ o.k.}$$

Calcular la resistencia a compresión requerida

LRFD

$$P_u = 1.2(157500 \text{ kgf}) + 1.6(472500 \text{ kgf}) = 945000 \text{ kgf}$$

Calcular la resistencia a compresión disponible

$$P_o = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + 0.85 A_c f'_c$$

$$P_o = (85.8 \text{ cm}^2)(3500 \text{ kg/cm}^2) + (40.77 \text{ cm}^2)(4200 \text{ kg/cm}^2) + 0.85(3587 \text{ cm}^2)(350 \text{ kg/cm}^2) = 1534500 \text{ kgf}$$

$$C_1 = 0.1 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) = 0.1 + 2 \left(\frac{85.8 \text{ cm}^2}{3587.1 \text{ cm}^2 + 85.8 \text{ cm}^2} \right) = 0.15$$

$$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c$$

$$EI_{eff} = (2030000 \text{ kgf/cm}^2)(2222.7 \text{ cm}^4) + 0.5(2030000 \text{ kgf/cm}^2)(17814.7 \text{ cm}^4) + (0.15)(273000 \text{ kgf/cm}^2)(1.132.149,47 \text{ cm}^4)$$

$$EI_{eff} = 68,806,314,000 \text{ kgf-cm}^2 (6.75 \times 10^{11} \text{ N-cm}^2)$$

Nota: Valor de K según Capitulo C, para este caso $K = 1.0$.

$$P_e = \left(\frac{\pi}{KL} \right)^2 EI_{eff} = \left(\frac{\pi}{1.0(4.30 \text{ cm})(100 \text{ cm/m})} \right)^2 (68,806,314,000 \text{ kgf-cm}^2) = 3,730,500 \text{ kgf} (3.66 \times 10^7 \text{ N})$$

$$\frac{P_o}{P_e} = \frac{1,534,500 \text{ kgf}}{3,730,500 \text{ kgf}} = 0.411 \quad 0.411 < 2.25 \text{ entonces utilizar Eqn. I2-2 para hallar } P_n$$

$$P_n = P_o \left(0.658^{\frac{P_o}{P_e}} \right) = (1,534,500 \text{ kgf}) \left[(0.658)^{(0.411)} \right] = 1,291,500 \text{ kgf} (1.26 \times 10^7 \text{ N})$$

LRFD

$$\phi_c = 0.75$$

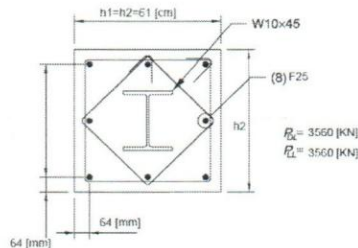
$$\phi_c P_n = 0.75(1,291,500 \text{ kgf}) = 967,500 \text{ kgf} (9.49 \times 10^6 \text{ N})$$

$$967,500 \text{ kgf} > 945,000 \text{ kgf} \text{ o.k.}$$

V.1.2 Ejemplo de Diseño de Columna Mixta Embebida (SRC) a Tracción

Dado:

Determinar si una columna de 4.30m de altura con sección de acero W10X45 embebida en concreto de 60.9cm x 60.9cm con $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ es adecuada para soportar una carga permanente de 67500 kgf y una carga de viento de 290250 kgf en tracción axial. La sección de concreto tiene 8 #8 barras de refuerzo longitudinal y estribos #4 @30 cm La columna esta apoyada en rotulas en ambos extremos. El perfil W y el acero de refuerzo están fijados en cada extremo para transferir las fuerzas a tracción.



Solución:

Propiedades de los materiales:

Columna W10x45	$F_y = 3500 \text{ kgf/cm}^2$ (343 MPa)	
	$F_u = 4550 \text{ kgf/cm}^2$ (446 MPa)	
	$E_s = 2.030.000 \text{ kgf/cm}^2$ (200000 MPa)	
Concreto	$f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ (35 MPa)	
	$E_c = 273.000 \text{ kgf/cm}^2$ (26780 MPa)	(2320 kgf/m ³ concreto)
Refuerzo	$F_{yst} = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ (410 MPa)	

Propiedades geométricas:

Perfil W10x45:	$A_s = 85.8 \text{ cm}^2$	$I_y = 2222.7 \text{ cm}^4$
Acero de refuerzo:	$A_{sr} = 40.77 \text{ cm}^2$	$I_{sr} = 17814.7 \text{ cm}^4$
Concreto:	$A_c = 3587.1 \text{ cm}^2$	$I_c = 1132149.5 \text{ cm}^4$

Limitaciones:

- 1) Concreto de peso normal $210 \text{ kgf/cm}^2 < f'_c < 700 \text{ kgf/cm}^2$ $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ o.k.
- 2) $F_{yst} < 5250 \text{ kgf/cm}^2$ $F_{yst} = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ o.k.
- 3) La sección transversal del núcleo de acero debe comprender al menos el 1% del total de la sección mixta transversal.
 $85.8 \text{ cm}^2 > (0.01)(3716 \text{ cm}^2) = 37.16 \text{ cm}^2$ $85.8 \text{ cm}^2 > 37.16 \text{ cm}^2$ o.k.
- 4) El recubrimiento de concreto del núcleo de acero debe estar reforzado con barras continuas longitudinales y estribos transversales o zunchos en espiral. El refuerzo transversal mínimo debe ser al menos 0.06 cm^2 por espacio entre refuerzo.
 $1.29 \text{ cm}^2 / 30.48 \text{ cm} = 0.0423 \text{ cm}^2/\text{cm}$ $0.0423 \text{ cm}^2/\text{cm} > 0.0228 \text{ cm}^2/\text{cm}$ o.k.
- 5) La mínima relación de refuerzo longitudinal, ρ_{sr} , debe ser 0.004.

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} = \frac{40.77 \text{ cm}^2}{3716.00 \text{ cm}^2} = 0.011 \geq 0.004 \text{ o.k.}$$

Calcular la resistencia a tracción requerida

LRFD

$$P_u = 0.9(-67500 \text{ kgf}) + 1.6(290250 \text{ kgf}) = 403,650 \text{ kgf} (3.96 \times 10^6 \text{ N})$$

Calcular la resistencia a tracción disponible

$$P_n = P_t = A_s F_y + A_{sr} F_{yt} = (85.8 \text{ cm}^2)(3500 \text{ kgf/cm}^2) + (40.77 \text{ cm}^2)(4200 \text{ kgf/cm}^2) = 468,000 \text{ kgf} (4.59 \times 10^6 \text{ N})$$

LRFD

$$\phi_t = 0.90$$

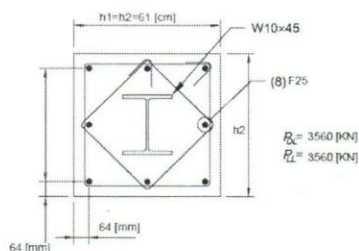
$$\phi_t P_n = 0.90(468,000 \text{ kgf}) = 423,000 \text{ kgf} (4.15 \times 10^6 \text{ N})$$

$$423,000 \text{ kgf} > 403,650 \text{ kgf} \text{ o.k.}$$

V.1.3 Ejemplo de Diseño de Columna Mixta Embebida (SRC) en combinación de fuerza axial y flexión

Dado:

Determinar si una columna de 4.30m de altura con sección de acero W10X45 embebida en concreto de 60.9cm x 60.9cm con $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ es adecuada para soportar una carga permanente de 117000 kgf y una carga variable de 351000 kgf en compresión axial, así como una carga permanente de momento de 10980 kgf-m y una carga variable de momento de 32940 kgf-m. La sección de concreto tiene 8 #8 barras de refuerzo longitudinal y estribos #4 @30 cm La carga es aplicada directamente a la sección de concreto.



Solución:

Propiedades de los materiales:

Columna W10x45

$$F_y = 3500 \text{ kgf/cm}^2 (343 \text{ MPa})$$

$$F_u = 4550 \text{ kgf/cm}^2 (446 \text{ MPa})$$

$$E_s = 2.030.000 \text{ kgf/cm}^2 (200000 \text{ MPa})$$

Concreto

$$f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2 (35 \text{ MPa})$$

$$E_c = 273,000 \text{ kgf/cm}^2 (26780 \text{ MPa})$$

$$(2320 \text{ kgf/m}^3 \text{ concreto})$$

Refuerzo

$$F_{yst} = 4200 \text{ kgf/cm}^2 (410 \text{ MPa})$$

Propiedades geométricas:

Perfil W10x45:

$$A_s = 85.8 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2222.7 \text{ cm}^4$$

$$Z = 899.6 \text{ cm}^3$$

$$d = 25.6 \text{ cm}$$

$$b_f = 20.4 \text{ cm}$$

$$t_w = 0.90 \text{ cm}, t_f = 1.57 \text{ cm}$$

Acero de refuerzo:

$$A_{sr} = 40.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{sps} = 10.25 \text{ cm}^2$$

$$I_{sr} = 17814.7 \text{ cm}^4$$

Concreto:

$$A_c = 3587.1 \text{ cm}^2$$

$$I_c = 1132149.5 \text{ cm}^4$$

Limitaciones:

1) Concreto de peso normal $210 \text{ kgf/cm}^2 < f'_c < 700 \text{ kgf/cm}^2$ $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ o.k.

2) $F_{yst} < 5250 \text{ kgf/cm}^2$

$$F_{yst} = 4200 \text{ kgf/cm}^2 \text{ o.k.}$$

3) La sección transversal del núcleo de acero debe comprender al menos el 1% del total de la sección mixta transversal.

$$85.8 \text{ cm}^2 > (0.01)(3716 \text{ cm}^2) = 37.16 \text{ cm}^2$$

$$85.8 \text{ cm}^2 > 37.16 \text{ cm}^2 \text{ o.k.}$$

4) El recubrimiento de concreto del núcleo de acero debe estar reforzado con barras continuas longitudinales y estribos transversales o zunchos en espiral. El refuerzo transversal mínimo debe ser al menos 0.06 cm^2 por espacio entre refuerzo.

$$1.29 \text{ cm}^2 / 30.48 \text{ cm} = 0.0423 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$0.0423 \text{ cm}^2 / \text{cm} > 0.0228 \text{ cm}^2 / \text{cm} \text{ o.k.}$$

5) La mínima relación de refuerzo longitudinal, ρ_{sr} , debe ser 0.004.

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} = \frac{40.77 \text{ cm}^2}{3716.00 \text{ cm}^2} = 0.011 \geq 0.004 \text{ o.k.}$$

Calcular la resistencia a compresión y momento requerida

LRFD

$$P_u = 1.2(117,000 \text{ kgf}) + 1.6(351,000 \text{ kgf}) = 702,000 \text{ kgf} (6.88 \times 10^6 \text{ N})$$

$$M_u = 1.2(10980 \text{ kgf-m}) + 1.6(32940 \text{ kgf-m})$$

$$M_u = 65,880 \text{ kgf-m} (6.46 \times 10^5 \text{ N-m})$$

La resistencia disponible de una sección mixta sometida a una combinación de fuerza axial y flexión se determina elaborando una curva de interacción. La curva se genera a partir del cálculo de la resistencia disponible de la sección en una serie de puntos en la curva de interacción, reduciendo la resistencia por el efecto de esbeltez y multiplicando por el factor de resistencia (LRFD) o dividiendo por el factor de seguridad (ASD).

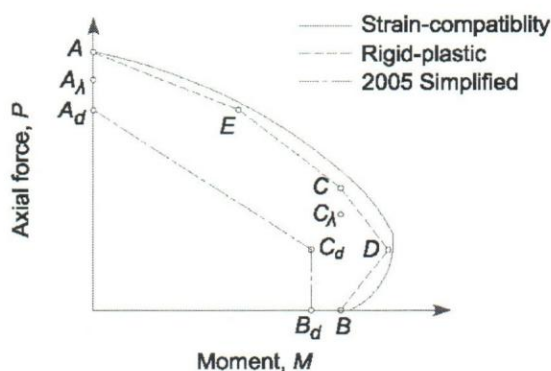


Fig. C-14.1 Interaction diagram for composite beam-column design

Punto A ($M = 0$)

Calcular la resistencia a compresión y momento disponible

$$P_o = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + 0.85 A_c f'_c$$

$$P_o = (85.8 \text{ cm}^2)(3500 \text{ kg/cm}^2) + (40.77 \text{ cm}^2)(4200 \text{ kg/cm}^2) + 0.85(3587.1 \text{ cm}^2)(350 \text{ kg/cm}^2)$$

$$P_o = 1,534,500 \text{ kg} (1.50 \times 10^7 \text{ N})$$

$$C_1 = 0.1 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) = 0.1 + 2 \left(\frac{85.8 \text{ cm}^2}{3587.1 \text{ cm}^2 + 85.8 \text{ cm}^2} \right) = 0.15$$

$$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c$$

$$EI_{eff} = (2030000 \text{ kgf/cm}^2)(2222.7 \text{ cm}^4) + 0.5(2030000 \text{ kgf/cm}^2)(17814.7 \text{ cm}^4) + (0.15)(273000 \text{ kg/cm}^2)(1.132.149.47 \text{ cm}^4)$$

$$EI_{eff} = 68,806,314,000 \text{ kgf-cm}^2 (6.75 \times 10^{11} \text{ N-cm}^2)$$

Nota: Valor de K según Capítulo C, para este caso $K = 1.0$.

$$P_e = \left(\frac{\pi}{KL} \right)^2 EI_{eff} = \left(\frac{\pi}{1.0(4.30 \text{ cm})(100 \text{ cm/m})} \right)^2 (68,806,314,000 \text{ kgf-cm}^2) = 3,730,500 \text{ kgf} (3.66 \times 10^7 \text{ N})$$

$$\frac{P_o}{P_e} = \frac{1,534,500 \text{ kgf}}{3,730,500 \text{ kgf}} = 0.411$$

0.411 < 2.25 entonces utilizar Fórmula. 12-2 para hallar P_n

$$P_n = P_o \left(0.658 \sqrt{\frac{P_o}{P_e}} \right) = (1,534,500 \text{ kgf}) \left[(0.658)^{(0.411)} \right] = 1,291,500 \text{ kgf} (1.26 \times 10^7 \text{ N})$$

Punto D

$$P_D = \frac{Ac(0.85 f'_c)}{2} = \frac{3587.1 \text{ cm}^2 (0.85)(350 \text{ kgf/cm}^2)}{2} = 531,000 \text{ kgf} \quad (5.20 \times 10^6 \text{ N})$$

Zs = modulo plástico de la sección de acero en el eje x

$$Z_s = 899.6 \text{ cm}^3$$

$$Z_r = (A_{sr} - A_{srs}) \left(\frac{h_2}{2} - C \right) = (40.77 \text{ cm}^2 - 10.25 \text{ cm}^2) \left(\frac{60.9 \text{ cm}}{2} - 6.35 \text{ cm} \right) = 735.8 \text{ cm}^3$$

$$Z_c = \frac{h_1 h_2^2}{4} - Z_s - Z_r = \frac{(60.9 \text{ cm})(60.9 \text{ cm})^2}{4} - 899.6 \text{ cm}^3 - 735.8 \text{ cm}^3 = 55552.1 \text{ cm}^3$$

$$M_D = Z_s F_y + Z_r F_{yr} + \frac{1}{2} Z_c (0.85 f'_c)$$

$$M_D = (899.6 \text{ cm}^3)(3500 \text{ kgf/cm}^2) + (735.8 \text{ cm}^3)(4200 \text{ kgf/cm}^2) + \frac{1}{2} (55552.1 \text{ cm}^3)(0.85)(350 \text{ kgf/cm}^2) = 14,401,800 \text{ kgf-cm}$$

$$M_{nD} = \frac{14,401,800 \text{ kgf-cm}}{100 \text{ cm/m}} = 144,018 \text{ kgf-m} \quad (1.41 \times 10^6 \text{ N-m})$$

$$P_n = P_o \left(0.658^{\frac{P_o}{P_y}} \right) = (531,000 \text{ kgf}) \left[(0.658)^{(0.411)} \right] = 447,300 \text{ kgf} \quad (4.38 \times 10^6 \text{ N})$$

Punto B ($P_B = 0$)

Para h_n en el ala $\left(\left(\frac{d}{2} - t_f \right) < h_n \leq \frac{d}{2} \right)$

$$h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_s - db_f + A_{srs}) - 2 F_y (A_s - db_f) - 2 F_{yr} A_{srs}}{2 [0.85 f'_c (h_1 - b_f) + 2 F_y b_f]}$$

$$h_n = \frac{0.85(350 \text{ kg/cm}^2)(3587.1 \text{ cm}^2 + 85.8 \text{ cm}^2 - 25.6 \text{ cm}(20.37 \text{ cm}) + 10.25 \text{ cm}^2) - 2(3500 \text{ kgf/cm}^2)(85.8 \text{ cm}^2 - 25.6 \text{ cm}(20.37 \text{ cm})) - 2(4200 \text{ kgf/cm}^2)(10.25 \text{ cm}^2)}{2[0.85(350 \text{ kgf/cm}^2)(60.9 \text{ cm} - 20.37 \text{ cm}) + 2(3500 \text{ kgf/cm}^2)(20.37 \text{ cm})]} = 12.65 \text{ cm}$$

$$Z_{sn} = Z_s - b_f \left(\frac{d}{2} - h_n \right) \left(\frac{d}{2} + h_n \right)$$

$$Z_{sn} = 899.6 \text{ cm}^3 - 20.37 \text{ cm} \left(\frac{25.6 \text{ cm}}{2} - 12.65 \text{ cm} \right) \left(\frac{25.6 \text{ cm}}{2} + 12.65 \right) = 821.8 \text{ cm}^3$$

$$Z_{cn} = h_1 h_2^2 - Z_{sn} = (60.9 \text{ cm})(12.65 \text{ cm})^2 - 821.8 \text{ cm}^3 = 8923.5 \text{ cm}^3$$

$$M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f'_c)$$

$$M_B = (14401800 \text{ kgf-cm}) - (821.8 \text{ cm}^3)(3500 \text{ kgf/cm}^2) - \frac{1}{2} (8923.5 \text{ cm}^3)(0.85)(350 \text{ kgf/cm}^2) = 10,198,020 \text{ kgf-cm}$$

$$M_{nB} = \frac{10,198,020 \text{ kgf-cm}}{100 \text{ cm/m}} = 101,980 \text{ kgf-m} \quad (1.00 \times 10^6 \text{ N-m})$$

Punto C ($M_C = M_B$; $P_C = 0.85 f'_c A_c$)

$$P_C = Ac(0.85 f'_c) = (3587.1 \text{ cm}^2)(0.85)(350 \text{ kgf/cm}^2) = 1,062,000 \text{ kgf} \quad (1.04 \times 10^7 \text{ N})$$

$$M_{nC} = M_{nB} = 144,110 \text{ kgf-m} \quad (1.41 \times 10^6 \text{ N-m})$$

$$P_{nC} = P_C \left(0.658^{\frac{P_o}{P_y}} \right) = (1,062,000 \text{ kgf}) \left[(0.658)^{(0.411)} \right] = 895,500 \text{ kgf} \quad (8.78 \times 10^6 \text{ N})$$

Resumen de la Resistencia teórica incluyendo el efecto de longitud

$$P_n A = 1,291,500 \text{ kgf} \quad (1.26 \times 10^7 \text{ N})$$

$$M_n A = 0$$

$P_{nB}=0$
 $P_{nC}=895,500 \text{ kgf} \quad (8.78 \times 10^6 \text{ N})$
 $P_{nD}=447,300 \text{ kgf} \quad (4.38 \times 10^6 \text{ N})$

$M_{nB}=101,980 \text{ kgf-m} \quad (1.00 \times 10^6 \text{ N-m})$
 $M_{nC}=144,110 \text{ kgf-m} \quad (1.41 \times 10^6 \text{ N-m})$
 $M_{nD}=144,110 \text{ kgf-m} \quad (1.41 \times 10^6 \text{ N-m})$

LRFD

$\phi_c = 0.75$
 $\phi_c P_{nA} = 967,500 \text{ kgf} \quad (9.49 \times 10^6 \text{ N})$
 $\phi_c P_{nB} = 0$
 $\phi_c P_{nC} = 670,500 \text{ kgf} \quad (6.57 \times 10^6 \text{ N})$
 $\phi_c P_{nD} = 335,700 \text{ kgf} \quad (3.29 \times 10^6 \text{ N})$

$\phi_b = 0.90$
 $\phi_c M_{nA} = 0$
 $\phi_c M_{nB} = 91,782 \text{ kgf-m} \quad (9.00 \times 10^5 \text{ N-m})$
 $\phi_c M_{nC} = 129,700 \text{ kgf-m} \quad (1.27 \times 10^6 \text{ N-m})$
 $\phi_c M_{nD} = 129,700 \text{ kgf-m} \quad (1.27 \times 10^6 \text{ N-m})$

Interaccion

$P_u > P_c$

$702,000 \text{ kgf} > 670,500 \text{ kgf}$

entonces,

$$\frac{P_u - P_c}{P_A - P_C} - \frac{M_{ny}}{M_{Cy}} \leq 1.0$$

$$\frac{702000 - 670500}{967500 - 670500} - \frac{65880}{92780} = 0.60$$

Por lo tanto, esta columna es adecuada para la carga especificada

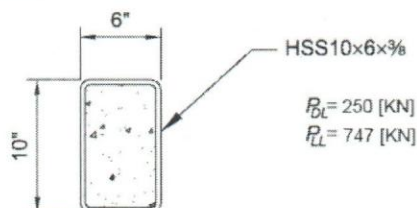
Los conectores de corte requeridos para esta columna mixta embebida son similares a los del ejemplo I-2

V.2 Diseño de columnas RCFT

V.2.1 Ejemplo de Diseño de Columna Mixta Rellena (RCFT) a Compresión axial

Dado:

Determinar si una columna de 4.30m de altura con sección de acero HSS10×6×3/8 ASTM A500 grado B rellena en concreto de peso normal con $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ puede soportar una carga permanente de 25200 kgf y una carga variable de 75600 kgf en compresión axial. La columna esta apoyada en rotulas en ambos extremos y el concreto hace contacto con la plancha de apoyo en la base. En la parte superior la carga es aplicada directamente a la sección de concreto.



Solución:

Calcular la resistencia a compresión requerida

LRFD

$$P_u = 1.2(25200 \text{ kgf}) + 1.6(75600 \text{ kgf}) = 151,200 \text{ kgf} (1.48 \times 10^6 \text{ N})$$

La resistencia disponible en compresión axial puede calcularse directamente del Manual con $KL = 4.30 \text{ m}$ como:

LRFD

$$\phi_c P_n = 158,850 \text{ kgf} (1.55 \times 10^6 \text{ N})$$

$$158,850 \text{ kgf} > 151,200 \text{ kgf} \text{ o.k.}$$

Cálculos de respaldo

La resistencia disponible de la sección rellena puede ser determinada mas fácilmente utilizando la Tabla 4-14 del Manual. Alternativamente, la resistencia requerida puede ser determinada por la aplicación directa de los requisitos de las especificaciones, como se muestra a continuación.

Propiedades de los materiales:

Perfil HSS10×6×3/8 $F_y = 3220 \text{ kgf/cm}^2$ (315 MPa)

$F_u = 4060 \text{ kgf/cm}^2$ (400 MPa)

Concreto $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ (35 MPa)

$E_c = 273000 \text{ kgf/cm}^2$ (26780 MPa) (2320 kgf/m³ concreto)

Propiedades geométricas:

Perfil HSS10×6×3/8 $t = 0.95 \text{ cm}$ $b = 25.4 \text{ cm}$ $h = 15.2 \text{ cm}$

Concreto:

El área de la sección de concreto se calcula a continuación

$$r = 2t = 2(0.95 \text{ cm}) = 1.90 \text{ cm} \text{ (radio externo)}$$

$$b_f = b - 2r = 25.4 - 2(1.90) = 21.6 \text{ cm}$$

$$h_f = h - 2r = 15.2 - 2(1.90) = 11.4 \text{ cm}$$

$$A_c = b_f h_f + \pi(r-t)^2 + 2b_f(r-t) + 2h_f(r-t)$$

$$A_c = (21.6 \text{ cm})(11.4 \text{ cm}) + \pi(0.95 \text{ cm})^2 + 2(21.6 \text{ cm})(0.95 \text{ cm}) + 2(11.4 \text{ cm})(0.95 \text{ cm}) = 393.8 \text{ cm}^2$$

$$I_c = \frac{b_1 h_1^3}{12} + \frac{2(b_2)(h_2)^3}{12} + 2(r-t) \left(\frac{\pi}{8} - \frac{8}{9\pi} \right) + 2 \left(\frac{\pi(r-t)^2}{2} \right) \left(\frac{h_2}{2} + \frac{4(r-t)}{3\pi} \right)^2$$

Para esta sección, el pandeo ocurrirá en el eje débil, por lo que

$$h_1 = 15.2 \text{ cm} - 2(0.95 \text{ cm}) = 13.3 \text{ cm}$$

$$b_1 = 25.4 \text{ cm} - 4(0.95 \text{ cm}) = 21.6 \text{ cm}$$

$$h_2 = 15.2 \text{ cm} - 4(0.95 \text{ cm}) = 11.4 \text{ cm}$$

$$b_2 = 0.95 \text{ cm}$$

$$(r-t) = 1.90 \text{ cm} - 0.95 \text{ cm} = 0.95 \text{ cm}$$

$$I_c = \frac{(21.6)(13.3)^3}{12} + \frac{2(0.95)(11.4)^3}{12} + 2(0.95) \left(\frac{\pi}{8} - \frac{8}{9\pi} \right) + 2 \left(\frac{\pi(0.95)^2}{2} \right) \left(\frac{11.4}{2} + \frac{4(0.95)}{3\pi} \right)^2 = 4486.8 \text{ cm}^4$$

$$\text{Perfil HSS10} \times 6 \times a: \quad A_s = 61.7 \text{ cm}^2 \quad I_s = 2572.3 \text{ cm}^4 \quad h/t = 25.7$$

Limitaciones:

1) Concreto de peso normal $210 \text{ kgf/cm}^2 < f'_c < 700 \text{ kgf/cm}^2$ $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ **o.k.**

2) No aplicable.

3) La sección transversal del perfil HSS de acero debe comprender al menos el 1% del total de la sección mixta transversal.

$$67.1 \text{ cm}^2 > (0.01)(313.5 \text{ cm}^2 + 67.1 \text{ cm}^2) = 3.80 \text{ cm}^2 \quad 67.1 \text{ cm}^2 > 3.80 \text{ cm}^2 \text{ **o.k.**}$$

4) La máxima relación b/t para un perfil rectangular HSS utilizado como columna mixta ha de ser

$$\frac{b}{t} \leq 2.26 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad \frac{21.6 \text{ cm}}{0.95 \text{ cm}} \leq 2.26 \sqrt{\frac{2,030,000 \text{ kg/cm}^2}{3220 \text{ kg/cm}^2}} \quad 25.7 \leq 56.7 \quad \text{**o.k.**}$$

Nota: Para todas las secciones rectangulares HSS que se encuentran en el Manual la relación b/t no excede

$$\frac{b}{t} \leq 2.26 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

5) No aplicable.

Calcular la resistencia a compresión disponible

$C_2 = 0.85$ para sección rectangular

$$P_o = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + C_2 A_c f'_c$$

$$P_o = (67.1 \text{ cm}^2)(3220 \text{ kgf/cm}^2) + 0.85(393.8 \text{ cm}^2)(350 \text{ kgf/cm}^2)$$

$$P_o = 333,232 \text{ kgf} (3.01 \times 10^6 \text{ N})$$

$$C_3 = 0.6 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) = 0.6 + 2 \left(\frac{67.1 \text{ cm}^2}{393.8 \text{ cm}^2 + 67.1 \text{ cm}^2} \right) = 0.90 > 0.90$$

Entonces utilizar 0.90

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c$$

$$EI_{eff} = (2030000 \text{ kgf/cm}^2)(2572.3 \text{ cm}^4) + (0.90)(273000 \text{ kgf/cm}^2)(4486.8 \text{ cm}^4)$$

$$EI_{eff} = 6,324,183,130 \text{ kgf-cm}^2 (6.20 \times 10^{10} \text{ N-cm}^2)$$

Nota: Valor de K según Capitulo C, para este caso $K = 1.0$.

$$P_e = \left(\frac{\pi}{KL} \right)^2 EI_{eff} = \left(\frac{\pi}{1.0(4.30 \text{ cm})(100 \text{ cm/m})} \right)^2 (6,324,183,130 \text{ kgf-cm}^2) = 337,574 \text{ kgf} (3.31 \times 10^6 \text{ N})$$

$$\frac{P_o}{P_e} = \frac{333232 \text{ kgf}}{337574 \text{ kgf}} = 0.98 \quad 0.98 < 2.25 \text{ entonces utilizar Eqn. I2-2 para hallar } P_n$$

$$P_n = P_o \left(0.658^{\frac{P_o}{F_y}} \right) = (333232 \text{ kgf}) \left[(0.658)^{(0.411)} \right] = 280,567 \text{ kgf} \quad (2.75 \times 10^6 \text{ N})$$

LRFD

$$\phi_c = 0.75$$

$$\phi_c P_n = 0.75(280567 \text{ kgf}) = 210,425 \text{ kgf} \quad (2.06 \times 10^6 \text{ N})$$

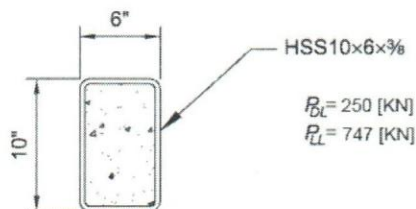
210,425 kgf > 151,200 kgf o.k.

V.2.2 Ejemplo de Diseño de Columna Mixta Rellena (RCFT) a Corte

Dado:

Determinar si una columna de 4.30m de altura con sección de acero HSS10×6×3/8 ASTM A500 grado B rellena en concreto de peso normal con $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ puede soportar una carga permanente por corte de 9000 kgf y una carga variable por corte de 27000 kgf. Verificar que dicha carga por corte puede ser determinada de manera segura mediante los análisis LRFD y ASD.

Nota: La carga por corte puede calcularse considerando la resistencia al corte de la sección de acero únicamente según lo especificado en el Capítulo G o la resistencia al corte de la sección de concreto reforzado únicamente según la Sección I2.2d



Solución:

Propiedades de los materiales:

Perfil HSS10×6×3/8 $F_y = 3220 \text{ kgf/cm}^2$ (315 MPa)
 $F_u = 4060 \text{ kgf/cm}^2$ (400 MPa)
 ASTM A500 Gr. B

Propiedades geométricas:

Perfil HSS10×6×3/8 $d = 25.4 \text{ cm}$ $t_w = 0.89 \text{ cm}$

Calculo de la resistencia al corte requerida

LRFD

$$V_u = 1.2(9000 \text{ kgf}) + 1.6(27000 \text{ kgf}) = 54,000 \text{ kgf} \quad (5.29 \times 10^5 \text{ N})$$

Calculo de la resistencia al corte disponible

El área resistente al corte de una sección HSS es $2ht$, donde h es la dimensión externa menos el radio superior e inferior. Si el radio de esquina no es conocido de manera precisa, h debe considerarse como la dimensión exterior menos 3 veces el espesor de diseño de la pared del perfil.

Nota $k_V = 5.0$ para todas las medidas de perfiles HSS rectangulares o sección tipo cajón listados en el Manual. Todos los perfiles HSS listados en el Manual tienen $C_V = 1.0$.

Calcular h

$$h = d - (3t_w) = 25.4 \text{ cm} - (3)(0.89 \text{ cm}) = 22.7 \text{ cm}$$

Calcular A_w

$$A_w = 2ht_w = 2(22.7 \text{ cm})(0.89 \text{ cm}) = 40.3 \text{ cm}^2$$

Calcular V_n

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v = 0.6(3220 \text{ kgf})(40.3 \text{ cm}^2)(1.0) = 77\,850 \text{ kgf} (7.63 \times 10^5 \text{ N})$$

LRFD

$$\phi_v = 0.90$$

$$V_u = \phi_v V_n = 0.90(77\,850 \text{ kgf}) = 70\,065 \text{ kgf} (6.88 \times 10^5 \text{ N})$$

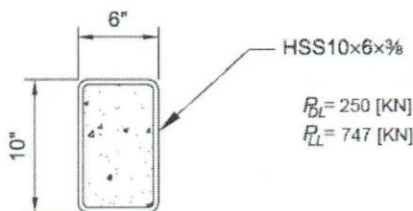
$$70\,065 \text{ kgf} > 54\,000 \text{ kgf o.k.}$$

Nota: Para una ilustración de $C_v = 1.0$ referirse al Capítulo G, Ejemplo G.4.

V.2.3 Ejemplo de Diseño de Columna Mixta Rellena (RCFT) a Flexión Pura

Dado:

Determinar si una columna de 4.30m de altura con sección de acero HSS10×6×3/8 ASTM A500 grado B rellena en concreto de peso normal con $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ puede soportar una carga permanente de flexión 100000 kgf-m y una carga viva de flexión de 35000 kgf-m. La columna esta apoyada en rotulas en ambos extremos y el concreto hace contacto con la plancha de apoyo en la base. En la parte superior la carga es aplicada directamente a la sección de concreto.



Solucion:

Propiedades de los materiales:

Perfil HSS10×6×3/8 $F_y = 3220 \text{ kgf/cm}^2$ (315 MPa)

$$F_u = 4060 \text{ kgf/cm}^2$$
 (400 MPa)

Concreto $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ (35 MPa)

$$E_c = 273000 \text{ kgf/cm}^2$$
 (26780 MPa) (2320 kgf/m³ concreto)

Propiedades geométricas:

Perfil HSS10×6×3/8 $t = 0.95 \text{ cm}$ $b = 25.4 \text{ cm}$ $h = 15.2 \text{ cm}$

Concreto:

El área de la sección de concreto se calcula a continuación

$$r = 2t = 2(0.95 \text{ cm}) = 1.90 \text{ cm} \text{ (radio externo)}$$

$$b_f = b - 2r = 25.4 - 2(1.90) = 21.6 \text{ cm}$$

$$h_f = h - 2r = 15.2 - 2(1.90) = 11.4 \text{ cm}$$

$$A_c = b_f h_f + \pi(r-t)^2 + 2b_f(r-t) + 2h_f(r-t)$$

$$A_c = (21.6 \text{ cm})(11.4 \text{ cm}) + \pi(0.95 \text{ cm})^2 + 2(21.6 \text{ cm})(0.95 \text{ cm}) + 2(11.4 \text{ cm})(0.95 \text{ cm}) = 393.8 \text{ cm}^2$$

$$I_c = \frac{b_f h_f^3}{12} + \frac{2(b_f)(h_f)^3}{12} + 2(r-t) \left(\frac{\pi}{8} - \frac{8}{9\pi} \right) + 2 \left(\frac{\pi(r-t)^2}{2} \right) \left(\frac{h_f}{2} + \frac{4(r-t)}{3\pi} \right)^2$$

Para esta sección, el pandeo ocurrirá en el eje débil, por lo que

$$h_1 = 15.2 \text{ cm} - 2(0.95 \text{ cm}) = 13.3 \text{ cm}$$

$$b_1 = 25.4 \text{ cm} - 4(0.95 \text{ cm}) = 21.6 \text{ cm}$$

$$h_2 = 15.2 \text{ cm} - 4(0.95 \text{ cm}) = 11.4 \text{ cm}$$

$$b_2 = 0.95 \text{ cm}$$

$$(r-t) = 1.90 \text{ cm} - 0.95 \text{ cm} = 0.95 \text{ cm}$$

$$I_c = \frac{(21.6)(13.3)^3}{12} + \frac{2(0.95)(11.4)^3}{12} + 2(0.95)\left(\frac{\pi}{8} - \frac{8}{9\pi}\right) + 2\left(\frac{\pi(0.95)^2}{2}\right)\left(\frac{11.4}{2} + \frac{4(0.95)}{3\pi}\right)^2 = 4486.8 \text{ cm}^4$$

$$\text{Perfil HSS } 10 \times 6 \times 3/8: \quad A_s = 61.7 \text{ cm}^2 \quad I_s = 2572.3 \text{ cm}^4 \quad h/t = 25.7$$

Limitaciones:

1) Concreto de peso normal $210 \text{ kgf/cm}^2 < f'_c < 700 \text{ kgf/cm}^2$ $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ **o.k.**

2) No aplicable.

3) La sección transversal del perfil HSS de acero debe comprender al menos el 1% del total de la sección mixta transversal.

$$67.1 \text{ cm}^2 > (0.01)(313.5 \text{ cm}^2 + 67.1 \text{ cm}^2) = 3.80 \text{ cm}^2 \quad 67.1 \text{ cm}^2 > 3.80 \text{ cm}^2 \text{ **o.k.**}$$

4) La máxima relación b/t para un perfil rectangular HSS utilizado como columna mixta ha de ser

$$\frac{b}{t} \leq 2.26 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad \frac{21.6 \text{ cm}}{0.95 \text{ cm}} \leq 2.26 \sqrt{\frac{2,030,000 \text{ kg/cm}^2}{3220 \text{ kg/cm}^2}} \quad 25.7 \leq 56.7 \quad \text{**o.k.**}$$

Nota: Para todas las secciones rectangulares HSS que se encuentran en el Manual la relación b/t no excede

$$\frac{b}{t} \leq 2.26 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

5) No aplicable.

Calcular la resistencia a momento requerida

LRFD

$$M_u = 1.2(10,000 \text{ kgf-m}) + 1.6(35,000 \text{ kgf-m})$$

$$M_u = 68,000 \text{ kgf-m} \quad (6.67 \times 10^5 \text{ N-m})$$

La resistencia disponible de una sección mixta sometida a una flexión se determina mediante el método de límite plástico propuesto por el código AISC360-10, para el punto B de la figura C.14.1. Es decir, calcular el momento plástico según el punto B del diagrama de interacción N-M. De la misma forma como se diseña en las Secciones III.1.4 y III.2.4.

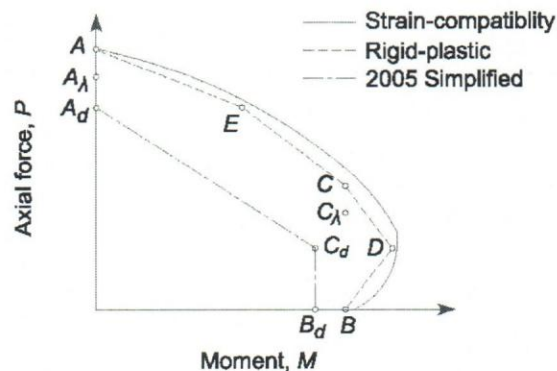


Fig. C-14.1 Interaction diagram for composite beam-column design

Punto A ($M = 0$)

Calcular la resistencia a compresión disponible

$C_2 = 0.85$ para sección rectangular

$$P_o = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + C_2 A_c f'_c$$

$$P_o = (67.1 \text{ cm}^2)(4486.8 \text{ kgf/cm}^2) + 0.85(393.8 \text{ cm}^2)(350 \text{ kgf/cm}^2) = 418,237 \text{ kgf}$$

$$C_1 = 0.1 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) = 0.1 + 2 \left(\frac{67.1 \text{ cm}^2}{393.8 \text{ cm}^2 + 67.1 \text{ cm}^2} \right) = 0.39$$

$$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c$$

$$EI_{eff} = (2030000 \text{ kgf/cm}^2)(2572.3 \text{ cm}^4) + (0.39)(273000 \text{ kgf/cm}^2)(4486.8 \text{ cm}^4)$$

$$EI_{eff} = 5,699,481,790 \text{ kgf-cm}^2$$

Nota: Valor de K según Capitulo C, para este caso $K = 1.0$.

$$P_e = \left(\frac{\pi}{KL} \right)^2 EI_{eff} = \left(\frac{\pi}{1.0(4.30 \text{ cm})(100 \text{ cm/m})} \right)^2 (5,699,481,790 \text{ kgf-cm}^2) = 304,228 \text{ kgf} \quad (2.98 \times 10^6 \text{ N})$$

$$\frac{P_o}{P_e} = \frac{418,237 \text{ kgf}}{304,228 \text{ kgf}} = 1.37 \quad 1.37 < 2.25 \text{ entonces utilizar Eqn. I2-2 para hallar } P_n \text{ Sección I2.1b}$$

$$P_n = P_o \left(0.658^{\frac{P_o}{P_e}} \right) = (418,237 \text{ kgf}) \left[(0.658)^{(0.411)} \right] = 352,138 \text{ kgf} \quad (3.45 \times 10^6 \text{ N})$$

Punto D

$$Z_s = \frac{bh^2}{4} - \frac{h_1 h_2^2}{4} = \frac{(15.2 \text{ cm})(25.4 \text{ cm})^2}{4} - \frac{(13.3 \text{ cm})(23.5 \text{ cm})^2}{4} = 615.4 \text{ cm}^3$$

$$Z_c = \frac{h_1 h_2^2}{4} = \frac{(11.4 \text{ cm})(21.6 \text{ cm})^2}{4} = 1330.0 \text{ cm}^3$$

Punto B ($P_B = 0$)

$$\text{Para } h_n \left(\frac{d}{2} - t_f \right) < h_n \leq \frac{d}{2}$$

$$h_n = \frac{0.85 f'_c (h_1 h_2)}{2 [0.85 f'_c (h_1) + 4 t_f]} = \frac{0.85 (350 \text{ kgf/cm}^2) (11.4 \text{ cm})(21.6 \text{ cm})}{2 [0.85 (350 \text{ kgf/cm}^2) (11.4 \text{ cm}) + 4 (0.95 \text{ cm})(3220 \text{ kgf/cm}^2)]} = 2.34 \text{ cm}$$

$$Z_{sn} = 2 t h_n^2 = 2 (0.95 \text{ cm})(2.34 \text{ cm})^2 = 10.4 \text{ cm}^3$$

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 = (11.4 \text{ cm})(2.34 \text{ cm})^2 = 62.4 \text{ cm}^3$$

$$M_B = Z_s F_y - Z_{sn} F_y + \frac{1}{2} Z_c (0.85 f'_c) - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f'_c)$$

$$M_B = (615.4 \text{ cm}^3)(3220 \text{ kg/cm}^2) - (10.4 \text{ cm}^3)(3220 \text{ kg/cm}^2) + \frac{1}{2} (1330.2 \text{ cm}^3)(0.85)(350 \text{ kg/cm}^2) - \frac{1}{2} (62.4 \text{ cm}^3)(0.85)(350 \text{ kg/cm}^2) = 2,136,682 \text{ kg-cm}$$

$$M_{nB} = \frac{2,410,940 \text{ kgcm}}{100 \text{ cm/m}} = 24,110 \text{ kg-m} \quad (2.37 \times 10^5 \text{ N-m})$$

Resumen de la Resistencia nominal incluyendo el efecto de longitud

$$P_n B = 0$$

$$M_n B = 21,366 \text{ kgf-m} \quad (2.09 \times 10^5 \text{ N-m})$$

LRFD

$$\phi_c = 0.75$$

$$\phi_b = 0.90$$

$$\phi_c P_n B = 0$$

$$\phi_c M_n B = 19,229 \text{ kgf-m} \quad (1.88 \times 10^5 \text{ N-m})$$

Interacción

$$P_u > P_c$$

$$19,229 \text{ kgf-m} < 176,000 \text{ kgf-m}$$

Por lo tanto, esta columna no es adecuada para la carga especificada

Los conectores de corte requeridos para esta columna mixta embebida son similares a los del ejemplo I-2

V.3 Diseños de columnas CFT

V.3.1 Ejemplo de Diseño de Columna Mixta Rellena (CFT) a Compresión axial

Dado:

Determinar una columna mixta (CFT) de 5.50m de altura efectiva y que pueda soportar una carga permanente de 420000 kgf en compresión axial, rellena en concreto de peso normal con $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$. La columna esta apoyada en rotulas en ambos extremos y el concreto hace contacto con la plancha de apoyo en la base. En la parte superior la carga es aplicada directamente a la sección de concreto.

Utilizar $F_y = 2900 \text{ kgf/cm}^2$, $F_{yr} = 4200 \text{ kgf/cm}^2$



Solucion:

Propiedades de los materiales:

Perfil	$F_y = 2900 \text{ kgf/cm}^2$ (285 MPa)	
	$F_u = 4060 \text{ kgf/cm}^2$ (400 MPa)	
Concreto	$f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ (35 MPa)	
	$E_c = 273000 \text{ kgf/cm}^2$ (26780 MPa)	(2320 kgf/m ³ concreto)
Refuerzo	$F_{yst} = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ (410 MPa)	

Limitaciones:

- 1) Concreto de peso normal $210 \text{ kgf/cm}^2 < f'_c < 700 \text{ kgf/cm}^2$ $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ o.k.
- 2) No aplicable.
- 3) La sección transversal del perfil HSS de acero debe comprender al menos el 1% del total de la sección mixta transversal. Condición para el diseño
- 4) La máxima relación D/t para un perfil circular HSS utilizado como columna mixta ha de ser

$$\frac{D}{t} \leq 0.15 \frac{E_s}{F_y} \quad \text{Condición para el diseño}$$

Nota: Para todas las secciones circulares HSS que se encuentran en el Manual la relación D/t no excede

$$\frac{D}{t} \leq 0.15 \frac{E_s}{F_y}$$

- 5) No aplicable.

Calcular la resistencia a compresión requerida

LRFD

$$P_u = 1.20(420,000 \text{ kg}) = 504,075 \text{ kg} \quad (4.95 \times 10^6 \text{ N})$$

Asumimos una cuantía de acero aproximada (8% para columna)

$$\rho_{ss} = 0.08 \quad \phi_c = 0.75$$

Asumimos un radio de esbeltez apropiado

$$\beta = 0.70$$

Calcular el área bruta requerida:

$$A_s = \rho_{ss} A_g$$

$$A_c = (1 - \rho_{ss}) A_g$$

$$A_{sr} = 0$$

entonces, sustituyendo las expresiones anteriores y despejando A_g

$$\phi_c P_n \geq P_u \quad P_n \geq \frac{P_u}{\phi_c} \geq \frac{504,075 \text{ kgf}}{0.75} \geq 672,100 \text{ kgf}$$

$$P_o = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + C_2 A_c f'_c$$

$$A_g = \frac{P_o}{\phi_c \beta [\rho_{ss} F_y + 0.95 f'_c (1 - \rho_{ss})]} = \frac{672,100 \text{ kgf}}{(0.75)(0.70) [0.08(2900 \text{ kgf/cm}^2) + 0.95(350 \text{ kgf/cm}^2)(1 - 0.08)]} = 2380 \text{ cm}^2$$

$$A_g = \pi \frac{D^2}{4} \quad D = \sqrt{A_g \frac{4}{\pi}} \quad D = \sqrt{2380 \text{ cm}^2 \frac{4}{\pi}} = 55.10 \text{ cm}$$

Como se necesita un perfil con un diámetro exterior de aproximadamente 568 mm, en las nomenclaturas de los perfiles americanos, el máximo perfil existente posee un diámetro de 508 mm.

Entonces para el diseño del perfil a elegir, se asigna el perfil HSS 20x0.375 y se asume la misma cuantía de acero, entonces el perfil en unidades del SI tiene:

$$D_2 = 50.8 \text{ cm}$$

$$t_2 = 0.88 \text{ cm}$$

$$A_{s2} = 138.7 \text{ cm}^2$$

$$I_{s2} = 43290 \text{ cm}^4$$

$$I_c = \pi \frac{(D_2 - 2t_2)^4}{64} \quad I_c = \pi \frac{(50.8 \text{ cm} - 2(0.88 \text{ cm}))^4}{64} = 90,370 \text{ cm}^4$$

$$Z_x = 2212 \text{ cm}^3$$

$$A_{c2} = \pi \frac{(D_2 - 2t_2)^2}{4} \quad A_{c2} = \pi \frac{(50.8 \text{ cm} - 2(0.88 \text{ cm}))^2}{4} = 601.23 \text{ cm}^2$$

$$E_c = 273000 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (26780 MPa)} \quad E_c = w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$$

$$E_s = 2,000,000 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (200000 MPa)}$$

Se debe cumplir

$$\frac{D}{t} \leq 0.15 \frac{E_s}{F_y} \quad \frac{50.8 \text{ cm}}{0.88 \text{ cm}} \leq 0.15 \frac{2,000,000 \text{ kgf/cm}^2}{2900 \text{ kgf/cm}^2} \quad 57.7 \leq 103.44 \text{ (ok)}$$

Determinar el coeficiente C_3

$$C_3 = 0.6 + 2 \left(\frac{A_s}{A_s + A_c} \right) \leq 0.9 \quad C_3 = 0.6 + 2 \left(\frac{138.7 \text{ cm}^2}{138.7 \text{ cm}^2 + 601.2 \text{ cm}^2} \right) \leq 0.9 \quad C_3 = 0.98 \leq 0.9$$

Calcular la rigidez efectiva

$$EI_{\text{eff}} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c$$

$$EI_{\text{eff}} = 2,000,000 \text{ kgf/cm}^2 (43290 \text{ cm}^4) + 0.90 (273,000 \text{ kgf/cm}^2) (90,370 \text{ cm}^4) = 1.0878 \times 10^{11} \text{ kgf-cm}^2 \quad (1.06 \times 10^{12} \text{ N-cm}^2)$$

Calcular la carga crítica de Euler

$$P_e = \left(\frac{\pi}{KL} \right)^2 EI_{eff} = \left(\frac{\pi}{550cm} \right)^2 1.0878 \times 10^{11} kgf \cdot cm^2 = 3,549,286 kgf \quad (3.48 \times 10^7 N)$$

Calcular la carga de cedencia de la columna compuesta

$$P_o = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + C_2 A_c f_c$$

$$P_o = 138.7 cm^2 (2900 kgf / cm^2) + 0.95 (601.23 cm^2) (350 kgf / cm^2) = 602,140 kgf \quad (5.90 \times 10^6 N)$$

Calcular la carga P_n

$$\frac{P_e}{P_o} = \frac{3,549,286 kgf}{602,140 kgf} = 5.89 \geq 0.44$$

como es mayor que 0.44, entonces se tiene que

$$P_n = P_o \left(0.658^{\frac{P_o}{P_e}} \right) = 602140 kg \left(0.658^{\frac{P_o}{P_e}} \right) = 560,860 kg \quad (5.50 \times 10^6 N)$$

Para diseñar, ajustamos el valor de P_n

$$\phi_c P_n \geq P_u$$

$$\phi_c P_n = 0.75 (560,860 kgf) = 420,645 kgf \quad (4.13 \times 10^6 N)$$

$$\phi_c P_n = 420,645 kgf \geq 420,000 kgf$$

Como se cumple

$$\phi_c P_n \geq P_u$$

El diseño de la columna es adecuado

VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

VI.1 Conclusiones

La Norma AISC 360-10 especifica las condiciones que deben cumplir las columnas mixtas acero-concreto para su diseño como tales. La Norma COVENIN 1618:1998 no abarca con suficiente detalle este tema por lo que resulta conveniente incorporar los recientes estudios que al respecto se han trabajado en las Normas extranjeras en una futura revisión.

En este sentido la versión AISC 360-10 introduce el efecto del pandeo local en columnas mixtas RCFT y CFT como nueva consideración de diseño. Al igual que en las columnas embebidas, las rellenas pueden ahora ser diseñadas con un 1% de acero mínimo. La esbeltez mínima para el espesor de las paredes ha sido desvinculada de ediciones anteriores de la especificación LRFD. Las nuevas especificaciones toman en cuenta el efecto rigidizante del concreto en el pandeo local de la sección.

La resistencia a la compresión axial de columnas mixtas, al considerar el efecto de la longitud, viene determinada por el estado límite del pandeo por flexión basado en las limitaciones de esbeltez similares a las de las columnas de acero. Las nuevas especificaciones utilizan una rigidez efectiva EI_{eff} para determinar la resistencia al pandeo.

Las Especificación AISC 341-10 establece valores límite de la relación anchura/espesor para miembros a compresión de mediana y alta ductilidad que conforman el Sistema Resistente a Fuerza Sísmica (SFRS)

En las columnas mixtas rellenas su resistencia al corte esta limitada de manera conservadora a la resistencia de la sección del perfil HSS porque la contribución del concreto no ha sido demostrada en los ensayos.

Los requerimientos para la resistencia al corte han sido revisados estableciéndose tres métodos de cálculo. Se consideran tres mecanismos de transferencia de carga entre acero-concreto. Se establecen requisitos de detallado para las secciones mixtas embebidas y las secciones mixtas rellenas.

VI.2 Recomendaciones

Dar continuidad a esta línea de investigación, evaluando las modificaciones que las nuevas norma ANSI/AISC 341-10 *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* y ANSI/AISC 358-10 *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications* porque su publicación oficial coincidió con el tiempo de elaboración de este trabajo de grado, y no pudieron ser incorporadas cabalmente.

VII TABLA DE CORRESPONDENCIA ENTRE ESPECIFICACIONES

ESPECIFICACIONES	COVENIN 1818-88	ASCO 360-05	ASCO 360-10
DISEÑO DE MIEMBROS MIXTOS ACERO-CONCRETO	24	II	II
II Disposiciones Generales	24.1	II	II
II.1 Refuerzo de concreto y acero	--	--	II.1 (NUEVO)
II.1.1 Resistencia Nominal de Secciones Mixtas	24.3	II.1	II.2
II.1.2 Método de Distribución de las Tensiones	--	II.1.1 a	II.2 a
II.1.3 Método de Compatibilización de Deformaciones	--	II.1.1 b	II.2 b
II.2 Limitaciones del Material	24.2	II.2	II.3
II.3 Conexiones de Corte	--	II.3	--
II.4 Limitaciones y clasificación de las secciones	--	--	II.4 (NUEVO)
III Tipos estructurales mixtos acero-concreto	25	--	--
III Alcance	25.1	--	--
III.1 Perfiles con columnas de concreto reforzado	25.2	--	--
Nivel de diseño ND1	25.2.1	--	--
Columnas	25.2.1.1	--	--
Vigas	25.2.1.2	--	--
Conexiones de momento	25.2.1.3	--	--
Nivel de diseño ND2	25.2.2	--	--
Columnas	25.2.2.1	--	--
Vigas	25.2.2.2	--	--
Conexiones de momento	25.2.2.3	--	--
Nivel de diseño ND3	25.2.3	--	--
Columnas	25.2.3.1	--	--
Vigas	25.2.3.2	--	--
Conexiones de momento	25.2.3.3	--	--
Resistencia a flexión de columnas	25.2.3.4	--	--
III.2 Perfiles con columnas de acero estructural	25.3	--	--
Columnas	25.3.1	--	--
Vigas mixtas acero-concreto	25.3.2	--	--
Conexiones parcialmente rígidas	25.3.3	--	--
III.3 Perfiles con columnas de concreto reforzado	25.4	--	--
Nivel de diseño ND1	25.4.1	--	--
Columnas	25.4.1.1	--	--
Vigas	25.4.1.2	--	--
Ampliaciones	25.4.1.3	--	--
Conexiones de los ampliamentos	25.4.1.4	--	--
Nivel de diseño ND2	25.4.2	--	--
Columnas	25.4.2.1	--	--
Vigas	25.4.2.2	--	--
Ampliaciones	25.4.2.3	--	--
Conexiones de los ampliamentos	25.4.2.4	--	--
III.4 Perfiles con columnas de concreto reforzado	25.5	--	--
Columnas	25.5.1	--	--
Viga eslabon	25.5.2	--	--
Ampliaciones	25.5.3	--	--
Conexiones	25.5.4	--	--
III.5 Perfiles de acero estructural reforzados con m	25.6	--	--
Columnas	25.6.1	--	--
Viga eslabon	25.6.2	--	--

Arriostamientos	25.6.3	--	--
Conexiones	25.6.4	--	--
# Muros estructurales reforzados con plancha	25.7	--	--
		--	--
12 MIEMBROS CARGADOS AXIALMENTE	26	12	12
12.1 Columnas Mixtas Embetidas	26.1	12.1	12.1
12.1.a Limitaciones	26.2	12.1.a	12.1.a
12.1.b Resistencia de Compresión	26.3	12.1.b	12.1.b
12.1.c Resistencia de Tracción	26.3	12.1.c	12.1.c
12.1.d Resistencia de Corte	26.3	12.1.d	--
12.1.e Transferencia de Carga	26.6	12.1.e	12.1.d
12.1.f Requisitos de Detallamiento	--	12.1.f	12.1.e
12.1.g Resistencia de Conectores de Corte	--	12.1.g	--
12.2 Columnas Mixtas Rellenas	26.1	12.2	12.2
12.2.a Limitaciones	26.2	12.2.a	12.2.a
12.2.b Resistencia de Compresión	26.3	12.2.b	12.2.b
12.2.c Resistencia de Tracción	26.3	12.2.c	12.2.c
12.2.d Resistencia de Corte	26.3	12.2.d	--
12.2.e Transferencia de Carga	26.6	12.2.e	12.2.d
12.2.f Requisitos de Detalle	--	12.2.f	--
13 MIEMBROS EN FLEXIÓN	--	13	13
13.1 General	--	13.1	13.1
13.1.a Anchura Efectiva	--	13.1.a	13.1.a
13.1.b Resistencia al Corte	--	13.1.b	--
13.1.c Resistencia Durante la Construcción	--	13.1.c	13.1.b
13.2 Vigas Mixtas con Conectores de Corte	--	13.2	13.2
13.2.a Resistencia para Flexión Positiva	--	13.2.a	13.2.a
13.2.b Resistencia para Flexión Negativa	--	13.2.b	13.2.b
13.2.c Resistencia de Vigas Mixtas con Lámina	--	13.2.c	13.2.c
13.2.d Conectores de Corte	--	13.2.d	--
13.2.e Load transfer between steel beam and c	--	--	13.2.d
13.3 Resistencia a Flexión de Miembros Embet	--	13.3	13.3 y 13.4
14 CORTE	--	--	14(NUEVO)
14.1 Secciones mixtas rellenas y embetidas	--	--	14.1
14.2 Vigas de sección mixta con encofrado col	--	--	14.2
14 COMBINACIÓN DE CARGA AXIAL Y FLE	26.4	14	15
16 TRANSMISIÓN DE CARGA	26.8	--	16(NUEVO)
16.1 Requerimientos generales	--	--	16.1

16.2 Ubicación de la fuerza	--	--	16.2
16.2.a Fuerza externa aplicada a la sección de	--	--	16.2.a
16.2.b Fuerza externa aplicada al concreto	--	--	16.2.b
16.2.c Fuerza externa aplicada al acero y al co	--	--	16.2.c
16.3 Mecanismos de transmisión de fuerza	--	--	16.3
16.3.a Transmisión directa	--	--	16.3.a
16.3.b Conectores de corte	--	--	16.3.b
16.3.c Interacción por adherencia directa	--	--	16.3.c
16.4 Requerimientos de detallado	--	--	16.4
16.4.a Secciones mixtas embebidas	--	--	16.4.a
16.4.b Secciones mixtas rellenas	--	--	16.4.b
17 Requisitos 81monoresistentes	26.7	--	--
17.1 Nivel de diseño ND1	26.7.1	--	--
Resistencia al corte	26.7.1.1	--	--
Conectores de corte	26.7.1.2	--	--
Refuerzo transversal	26.7.1.3	--	--
Refuerzo longitudinal	26.7.1.4	--	--
Empalmes y detalles en transición del perfil de	26.7.1.5	--	--
17.2 Nivel de diseño ND2	26.7.2	--	--
Confinamiento del concreto	26.7.2.1	--	--
17.3 Nivel de diseño ND3	26.7.3	--	--
Solicitaciones mayoradas y requisitos para em	26.7.3.1	--	--
Refuerzo longitudinal	26.7.3.2	--	--
Refuerzo transversal	26.7.3.3	--	--
Área mínima	26.7.3.3.1	--	--
Disposición del refuerzo transversal	26.7.3.3.2	--	--
17 DIAFRAGMAS DE SECCIÓN MIXTA Y VIG	--	--	17(NUEVO)
18 ANCLAJES DE ACERO	--	--	18(NUEVO)
18.1 Requerimientos generales	--	--	18.1
18.2 Anclajes de acero en vigas de sección mix	--	--	18.2
18.2.a Resistencia de anclajes con cabeza de	--	--	18.2.a
18.2.b Resistencia de anclajes de acero de tipo	--	--	18.2.b
18.2.c Número de anclajes requeridos	--	--	18.2.c
18.2.d Requerimientos de detallado	--	--	18.2.d
18.3 Anclajes de acero en miembros de secc	--	--	18.3
18.3.a Resistencia al corte de anclajes con cab	--	--	18.3.a
18.3.b Resistencia a la tracción de anclajes con	--	--	18.3.b
18.3.c Resistencia al corte y a la tracción de an	--	--	18.3.c
18.3.d Resistencia al corte de anclajes de acer	--	--	18.3.d
18.3.e Requerimientos de detallado en miembr	--	--	18.3.e
16 CASOS ESPECIALES	--	16	16

VIII GLOSARIO DE TÉRMINOS BÁSICOS

Acciones. Fenómenos que producen cambios en el estado de tensiones o deformaciones en algún elemento de una construcción. Las acciones se clasifican en permanentes, variables y accidentales.

Acero estructural. En las estructuras metálicas, aplicase a todo miembro o elemento que se designa así en los documentos del contrato y/o es necesario para la resistencia y la estabilidad de la estructura

Análisis dinámico. En sistemas elásticos es un análisis de superposición modal para obtener la respuesta estructural a las acciones dinámicas. En sistemas inelásticos es un análisis en el cual se calcula la historia en el tiempo de la respuesta estructural a las acciones dinámicas.

Arriostramiento diagonal. Miembros estructurales inclinados que soportan primordialmente carga axial y que se emplean para permitirle a un pórtico estructural que actúe como una celosía para resistir las cargas horizontales.

Carga variable. Carga debida a la ocupación o uso habitual de la estructura, incluyendo los tabiques removibles y las grúas móviles.

Columna. Miembro estructural utilizado principalmente para soportar la carga axial de compresión acompañada o no de momentos flectores, y que tiene una altura de por lo menos tres (3) veces su menor dimensión lateral.

Conexión. Combinación de juntas para transmitir fuerzas entre dos o más miembros

Diafragma. Parte de la estructura, generalmente horizontal, con suficiente rigidez en su plano, diseñada para transmitir las fuerzas a los elementos verticales del sistema resistente a sismos.

Diseño para los estados límites. Método de diseño consistente en determinar todos los modos potenciales de falla o inutilidad (estados límites), y mantener unos niveles de seguridad aceptables contra su ocurrencia, los cuales se establecen habitualmente con criterios probabilísticos.

Ductilidad. Capacidad que poseen los componentes de un sistema estructural de hacer incursiones alternantes en el dominio inelástico, sin pérdida apreciable en su capacidad resistente.

Eje débil. El eje menor principal de una sección transversal.

Eje fuerte. El eje principal mayor de una sección transversal.

Espectro de diseño. Espectro que incorpora el factor de reducción de respuesta correspondiente al sistema resistente a sismos adoptado.

Espectro de respuesta. Representa la respuesta máxima de osciladores de un grado de libertad y de un mismo coeficiente de amortiguamiento, sometidos a una historia de aceleraciones dada, expresada en función del período.

Factor de ductilidad. Valor que describe la ductilidad global esperada del sistema resistente a sismos, el cual cuantifica la relación entre los desplazamientos máximos reales y los desplazamientos calculados suponiendo un comportamiento elástico lineal de la estructura.

Solicitación. Término genérico para significar fuerza normal, momento flector, momento torsor y cortes.

Fuerza cortante total o basal. Fuerza cortante horizontal originada por las acciones sísmicas en el nivel de base.

Longitud no arriostrada (no soportada). La distancia entre secciones arriostradas consecutivas de un miembro, medida entre los baricentros de los miembros de arriostramientos.

LRFD. Acrónimo de *Load Resistance Factor Design*.

Momento cedente. En un miembro sometido a flexión, el momento para el cual una fibra extrema primero alcanza la cedencia.

Momento de agotamiento. Momento resistente máximo de una sección cuando se supone un comportamiento elastoplástico perfecto del material, tal como es usual en acero, es igual al momento plástico.

Nivel de diseño. Conjunto de requisitos normativos asociadas a un determinado factor de reducción de respuesta, que se aplica en el diseño de miembros del sistema resistente a sismos.

Nodo. La zona completa de intersección de columnas y vigas, incluyendo las planchas de continuidad y las planchas adosadas. El nodo comprende las conexiones.

Perfil. Designación genérica de los miembros de acero estructural. El término viga utilizado incorrectamente por los fabricantes y distribuidores de productos de acero es un error conceptual, por cuanto asigna a priori su destino estructural.

Pórtico. Sistema estructural constituido por vigas y columnas

Pórtico arriostrado. Pórtico en el cual la resistencia a las cargas laterales o a la inestabilidad se suministra por medio de diagonales, sistemas de arriostramientos en forma V o Λ u otros sistemas auxiliares.

Pórtico con arriostramientos concéntricos. Pórtico arriostrado en el cual todos los miembros del sistema de arriostramiento están sometidos fundamentalmente a fuerzas normales.

Pórtico resistente a momento. Pórtico en el cual las fuerzas cortantes sísmicas son resistidas por el corte y la flexión en sus miembros y nodos.

Proyecto estructural. Conjunto del análisis y el diseño estructural de una edificación

Relación de esbeltez. La relación entre la longitud efectiva de una columna respecto a su radio de giro, ambos referidos al mismo eje de flexión.

Resistencia nominal. Resistencia obtenida al utilizar los principios y parámetros normativos correspondientes al estado límite del agotamiento resistente, sin aplicar factores de minoración.

Rigidizador. Elemento, usualmente una plancha o ángulo, que se fija a un miembro para aumentar su rigidez y estabilidad o resistencia al pandeo local.

Rótula (articulación) plástica. Zona de cedencia que se forma en una sección de un miembro estructural cuando alcanza el momento de agotamiento. En tal estado la sección gira como si estuviera articulada, excepto que permanece solicitada por el momento de agotamiento.

Sección compacta. Es una sección transversal que desarrolla la distribución plástica de las tensiones con una capacidad de rotación de aproximadamente tres veces antes de experimentar pandeo local prematuro en su dominio inelástico.

Sección esbelta. La sección transversal de un miembro que por poseer elementos esbeltos puede experimentar pandeo local en el rango elástico.

Sección no compacta. Secciones cuyos elementos puede desarrollar tensiones cedentes en compresión antes de que ocurra el pandeo local, pero incapaces de resistir el pandeo local inelástico en los niveles de deformación requeridos para una total distribución de las tensiones plásticas.

Sección plástica. Secciones aptas para el diseño plástico. La sección transversal es capaz de mantener la totalidad del momento plástico a través de grandes rotaciones de manera que el mecanismo plástico pueda desarrollarse.

Sistema resistente a sismos. Parte del sistema estructural que se considera suministra a la edificación la resistencia, rigidez y ductilidad necesarias para soportar las acciones sísmicas.

Sofito metálico. Lámina de acero estructural acanalada formada en frío, especialmente diseñada para losas mixtas de acero - concreto o para trabajar como diafragma.

Viga. Miembro estructural en el cual puede considerarse que las tensiones internas en cualquier sección transversal dan como resultantes una fuerza cortante y un momento flector.

Zona sísmica. Zona geográfica en la cual se admite que la máxima intensidad esperada de las acciones sísmicas, en un período de tiempo prefijado, es similar en todos sus puntos.

IX BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

- [1] AISC 1994, "*Manual of Steel Construction: Load and Resistance Factor Design (LRFD)*", 2nd Edition, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA, 1994.
- [2] AISC 1986, "*Manual of Steel Construction: Load and Resistance Factor Design (LRFD)*", 1st Edition, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA, 1986.
- [3] COVENIN – MINDUR (1998). "Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites 1618-1998". Caracas
- [4] ANSI/AISC 2005, "*Specification for Structural Steel Buildings*", ANSI/AISC 360-05, American Institute Of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA, 2005.
- [5] ANSI/AISC 2003, "*Load and Resistance Factor Design of W-Shapes Encased in Concrete*", .v13.0, CD, American Institute Of Steel Construction, Chicago, Illinois, I10-I21, USA, 2003
- [6] ANSI/AISC 2005, "*Design Examples*", .v13.0, CD, American Institute Of Steel Construction, Chicago, Illinois, I10-I21, USA, 2005.
- [7] ANSI/AISC 2010. "Specification for Structural Steel Buildings". ANSI/AISC 360-10, American Institute of Steel Construction. Chicago, Illinois.
- [8] ANSI/AISC 2010. "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings". ANSI/AISC 341-10, American Institute of Steel Construction. Chicago, Illinois.
- [9] ACI 2011, "*Building Code Requirements for Structural Concrete*", ACI 318-11, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 2005.
- [10] CARRASCO NAVARRETE, S., HERRERA, R., BELTRAN, J.F., MASSONE, L. "*Recomendaciones de Diseño de Columnas Compuestas sometidas a esfuerzos básicos*", Universidad de Chile, Santiago de Chile, 2010
- [11] COSENZA, Edoardo y ZANDONINI, Riccardo, "*Structural Engineering Handbook*", CRC Press LLC, 1999
- [12] JOHNSON R. P., "*Composite Structures of Steel and Concrete*", volume 1, Second Edition, Blackwell Scientific Publications, Oxford, 1994