

**Universidad de Costa Rica
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil**

**Comportamiento de angulares como conectores de cortante en sistemas
de entrepiso de sección compuesta con vigas de acero HSS**

Proyecto de Graduación

Que para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil

Presenta:

Alejandro Barrantes Chaves

Director de Proyecto de Graduación:

Ing. Álvaro Poveda Vargas M.Sc.

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio

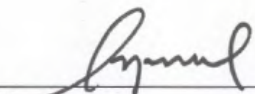
Costa Rica, Enero 2013

Hoja de aprobación

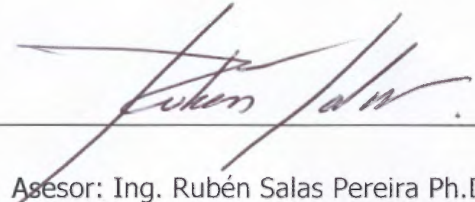
Miembros del Tribunal de Graduación



Directo: Ing. Álvaro Poveda Vargas M.Sc.



Asesor: Ing. Alejandro Navas Carro M.Sc.



Asesor: Ing. Rubén Salas Pereira Ph.D.



Estudiante: Alejandro Barrantes Chaves

Fecha: 2012, Enero, 10

El suscrito, **Alejandro Barrantes Chaves**, cédula 1-1373-0075, estudiante de la carrera de Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, con número de carné A70871, manifiesta que es autor del Proyecto Final de Graduación **Comportamiento de angulares como conectores de cortante en sistemas de entrepiso de sección compuesta con vigas de acero HSS**, bajo la Dirección del **Ing. Álvaro Poveda Vargas M.Sc.**, quien en consecuencia tiene derechos compartidos sobre los resultados de esta Investigación.

Asimismo, hace traspaso de los derechos de utilización del presente trabajo a la Universidad de Costa Rica, para fines académicos: docencia, investigación, acción social y divulgación.

Nota: De acuerdo con la Ley de Derechos de Autor y Derechos Conexos N° 6683, Artículo 7 (versión actualizada el 02 de Julio de 2001); "no podrá suprimirse el nombre del autor en las publicaciones o reproducciones, ni hacer en ellas interpolaciones, sin una conveniente distinción entre el texto original y las modificaciones o adiciones editoriales". Además, el autor conserva el derecho moral sobre la obra, Artículo 13 de esta ley, por lo que es obligatorio citar la fuente de origen cuando se utilice información contenida en esta obra.

DEDICATORIA

A mis padres

AGRADECIMIENTOS

Al Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica (Lanamme), por financiar parcialmente el proyecto y prestar sus instalaciones para la realización experimental del mismo.

A la Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica por haber financiado parcialmente el proyecto.

A los ingenieros Alejandro Navas y Rubén Salas por fungir como asesores de este proyecto, brindando su conocimiento, tiempo y atención.

Al ingeniero Álvaro Poveda por su guía y confianza a lo largo del desarrollo de este trabajo.

Al todo el personal de Lanamme que aportó al desarrollo experimental.

A todos los compañeros y amigos que de alguna forma brindaron su colaboración en este proceso.

ÍNDICE GENERAL

Dedicatoria	v
Agradecimientos.....	vii
Índice general	ix
Índice de figuras	xiii
Índice de cuadros.....	xv
Índice de abreviaturas	xvii
Resumen	xix
Capítulo 1. Introducción.....	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Justificación	1
1.2.1. El problema específico	1
1.2.2. Importancia.....	3
1.2.3. Antecedentes teóricos y prácticos del problema.....	3
1.3. Objetivos	4
1.3.1. Objetivo general	4
1.3.2. Objetivos específicos	4
1.4. Alcance.....	5
1.5. Limitaciones.....	6
1.6. Metodología	6
1.6.1. Análisis de información teórica.....	7
1.6.2. Diseño y ejecución experimental.....	7
1.6.3. Análisis de resultados	9
Capítulo 2. Marco teórico	11
2.1. Generalidades de los entrepisos de sección compuesta.....	11
2.1.1. Tipos de entrepisos de sección compuesta.....	11
2.1.2. Ventajas y desventajas de los entrepisos compuestos	12
2.1.3. Transmisión de la fuerza cortante	13

2.2.	Diseño de un entrepiso de sección compuesta	16
2.2.1.	Especificaciones dadas por el AISC.....	16
2.2.2.	Otras consideraciones para el de diseño de un entrepiso de sección compuesta	20
Capítulo 3. Diseño y Experimentación		25
3.1.	Ejemplo de diseño de entrepiso.....	25
3.2.	Prueba de laboratorio.....	25
3.2.1.	Diseño de la prueba	25
3.2.2.	Construcción de los especímenes.....	31
3.2.3.	Falla de los especímenes.....	37
Capítulo 4. Análisis de Resultados.....		39
4.1.	Presentación de resultados obtenidos	39
4.1.1.	Curvas de falla de los especímenes	39
4.1.2.	Carga máxima por angular	40
4.1.3.	Análisis visual de la falla	41
4.1.4.	Resultados de variables independientes.....	45
4.2.	Elaboración de ecuaciones de diseño	50
4.2.1.	Selección de coeficientes de diseño.....	50
4.2.2.	Obtención de curvas de mejor ajuste	51
4.2.3.	Evaluación de las ecuaciones obtenidas.....	54
4.2.4.	Análisis de influencia de las variables de resistencia.....	57
4.2.5.	Corrección de las ecuaciones.....	59
4.2.6.	Selección de la ecuación	61
4.2.7.	Elaboración de ecuaciones de diseño con datos de pruebas previas.....	62
4.2.8.	Condiciones de uso de las ecuaciones	64
4.3.	Comparación de ecuaciones de diseño.....	64
4.3.1.	Comparación entre ecuaciones obtenidas	64
4.3.2.	Comparación con ecuación de diseño dada por el AISC.....	70
Capítulo 5. Conclusiones y recomendaciones		73

5.1. Conclusiones	73
5.2. Recomendaciones.....	75
Referencias bibliográficas	77
ANEXOS	79
Anexo A. Diseño de entrepiso de sección compuesta.....	81
Anexo B. Diseño de espécimen	89
Diseño del espécimen.....	91
Diseño de mezcla	96
Anexo C. Resultados de variables independientes	99
Toma de dimensiones.....	101
Resultados de pruebas en tensión.....	103
Resumen de resultados.....	109
Variabilidad de resultados	110
Anexo D. Resultados de falla de especímenes	111
Resultados de falla de especímenes: vigas HSS	113
Resultados de falla de especímenes: vigas IPN.....	121
Resultados de falla de especímenes: tubo rectangular	129
Anexo E. Elaboración de ecuaciones de diseño	141
Elaboración de ecuación de diseño: Vigas HSS	142
Elaboración de ecuación de diseño: Vigas IPN.....	152
Elaboración de ecuación de diseño: Vigas de tubo rectangular.....	157
Elaboración de ecuación de diseño: todos los resultados	167
Anexo F. Comparación de ecuaciones obtenidas	180
Comparación entre ecuaciones obtenidas	181
Comparación con ecuación del AISC.....	187

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Conectores tipo espiga Nelsun Studs.....	2
Figura 1.2: Áreas de la metodología	6
Figura 1.3: Análisis de información teórica	7
Figura 1.4: Ejecución experimental.....	9
Figura 1.5. Análisis de resultados	10
Figura 2.1. Diferentes configuraciones de la losa de concreto.....	12
Figura 2.2. Conectores de cortante.....	14
Figura 2.3: Modalidades de falla en anclajes consideradas por el ACI.....	15
Figura 2.4. Geometría de Metaldeck 2"	20
Figura 2.5. Geometría de Metaldeck 3"	20
Figura 3.1: Vista tridimensional del espécimen experimental	29
Figura 3.2: Secciones del espécimen experimental	30
Figura 3.3: Secciones con angulares soldados para especímenes 38.1 X 38.1 X 4.76.	31
Figura 3.4: Registro de soldadura en angular 5 del espécimen 38.1 X 38.1 X 4.76 – 01. .	32
Figura 3.5: Armadura de refuerzo de sección de concreto.....	33
Figura 3.6: Preparación de la formaleta.	34
Figura 3.7: Fotografía de formaleta lista.....	34
Figura 3.8: Arena previamente pesada.....	35
Figura 3.9: Piedra previamente pesada.....	35
Figura 3.10: Especimen listo para la chorrea del concreto.....	36
Figura 3.11: Especimen colado.....	36
Figura 3.12: Colada de cilindros de concreto para obtener resistencia del concreto.....	37
Figura 3.13: Proceso de falla de los especímenes.....	38
Figura 3.14: Ubicación del deformímetro.....	38
Figura 4.1: Curva de falla para especímenes con angulares de 31.75 X 31.75 X 4.76.	39
Figura 4.2: Cono de concreto. Especimen 31.75 X 31.75 X 3.18 – 02	42
Figura 4.3: Cono de concreto. Especimen 25.4 X 25.4 X 6.35 – 02.....	42
Figura 4.4: Leve deformación en el angular. Especimen 31.75 X 31.75 X 4.76 – 03.	43

Figura 4.5: Ruptura del material base. Espécimen 31.75 X 31.75 X 3.18 – 01.	44
Figura 4.6: Ruptura del material base. Espécimen 25.4 X 25.4 X 6.35 – 01.....	44
Figura 4.7: Sección HSS tras la falla. Espécimen 31.75 X 31.75 X 3.18 – 03.....	45
Figura 4.8: Curva esfuerzo-deformación para angulares de 31.75 X 31.75 X 4.76.....	47
Figura 4.9: Curva esfuerzo-deformación de viga HSS.....	48
Figura 4.10: Curva de mejor ajuste para el coeficiente $A_{sc} \sqrt{f_c}$	52
Figura 4.11: Curva de mejor ajuste para el coeficiente $A_{sc} F_y$	53
Figura 4.12: Curva de mejor ajuste para el coeficiente $A_{sc} F_u$	54
Figura 4.13: 1 ^{er} escenario: propiedades aproximadas a las experimentales	55
Figura 4.14: 2 ^{do} escenario: propiedades teóricas de diseño	56
Figura 4.15: Influencia de la resistencia del concreto.....	57
Figura 4.16: Influencia de la resistencia del acero: esfuerzo de fluencia.	58
Figura 4.17: Influencia de la resistencia del acero: esfuerzo último.	58
Figura 4.18: Ajuste de ecuación dependiente de $A_{sc} \sqrt{f_c}$	59
Figura 4.19: 1 ^{er} escenario: propiedades aproximadas a las experimentales	61
Figura 4.20: 2 ^{do} escenario: propiedades teóricas de diseño	62
Figura 4.21: 1 ^{er} escenario: propiedades aproximadas a las experimentales	65
Figura 4.22: 2 ^{do} escenario: propiedades teóricas de diseño	66
Figura 4.23: 1 ^{er} escenario: propiedades aproximadas a las experimentales	67
Figura 4.24: 2 ^{do} escenario: propiedades teóricas de diseño	67
Figura 4.25: 1 ^{er} escenario: propiedades aproximadas a las experimentales	68
Figura 4.26: 2 ^{do} escenario: propiedades teóricas de diseño	69
Figura 4.27: 1 ^{er} escenario: propiedades aproximadas a las experimentales	70
Figura 4.28: Área transversal requerida por kilogramos de capacidad solicitada.	71

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro 3.1: Angulares seleccionados.....	26
Cuadro 3.2. Etiquetado de los especímenes.....	32
Cuadro 4.1: Resultados: carga máxima y su coeficiente de variación.....	40
Cuadro 4.2. Carga máxima tomada por angular	41
Cuadro 4.3: Área transversal de los angulares corregida.....	46
Cuadro 4.4: Resultados de resistencia a la compresión del concreto	46
Cuadro 4.5: Resultados de los ensayos de tensión para los angulares.	47
Cuadro 4.6: Resultado del ensayo en tensión para la viga HSS.....	48
Cuadro 4.7: Variabilidad de variables independientes	49
Cuadro 4.8: Área transversal requerida por kilogramos de capacidad solicitada	72

ÍNDICE DE ABREVIATURAS

A_c	Área del concreto sometida a compresión en la sección compuesta
A_s	Área del acero sometida a tensión en la sección compuesta
A_{sc}	Área transversal de los conectores de cortante
E_c	Módulo de elasticidad del concreto
f'_c	Resistencia a la compresión del concreto
F_u	Esfuerzo último del acero
F_y	Esfuerzo a la fluencia del acero
l_a	Longitud del conector tipo canal
M_n	Capacidad a flexión
P_n	Carga máxima soportada por cada angular
$P_{n,prom}$	Promedio de la carga máxima soportada por angular
Q_n	Capacidad especificada por el AISC para un conector de cortante
R_g	Factor de corrección de la capacidad de un conector por efecto de grupo
R_p	Factor de corrección de la capacidad de un conector por efecto de posición
t_f	Espesor del ala del conector tipo canal
T_w	Espesor del alma del conector tipo canal

Barrantes Chaves, Alejandro.

Comportamiento de angulares como conectores de cortante en sistemas de entrepiso de sección compuesta con vigas de acero HSS

Proyecto de Graduación – Ingeniería Civil - San José, C.R.:

A. Barrantes. C., 2012

xix, 78, [115] h;- 19 refs.

RESUMEN

Este estudio es el tercero de una línea de investigación, en la se analizó el comportamiento de angulares como conectores de cortante en entrepisos de sección compuesta, mediante ensayos de laboratorio. Al igual que en los dos estudios anteriores, se fabricaron 12 especímenes experimentales para su posterior falla, en ensayos de corte directo. En la construcción de los modelos se utilizaron secciones de acero HSS, en cuyos patines se soldaron segmentos de angular a un ángulo de 70°, los cuales quedaron embebidos en una sección de concreto, funcionando como conectores.

Los 12 especímenes fueron llevados a la falla mediante la aplicación de una fuerza cortante, tal y como sucede en los entrepisos compuestos. En la prueba de laboratorio se registraron curvas de esfuerzo-deformación, y se generaron los datos correspondientes a la carga máxima soportada por cada espécimen. De acuerdo a la cantidad de angulares por espécimen, se obtuvo la carga máxima promedio soportada por cada tamaño de angular.

Una vez obtenidos los datos promedio de carga máxima, se crearon curvas de mejor ajuste, que permiten predecir la capacidad a cortante de los angulares, con base en sus características de tamaño y resistencia, así como la capacidad a la compresión del concreto en el cual fueron embebidos. Se utilizaron para el análisis, los datos recopilados en los estudios previos de esta línea de investigación, que consideraban vigas de sección IPN y tubos rectangulares de fabricación nacional.

Este análisis permitió recomendar una ecuación de diseño para calcular la capacidad a cortante de los angulares, mientras se conserven las características probadas en el laboratorio.

VIGAS DE SECCIÓN COMPUESTA; CONSTRUCCIÓN COMPUESTA; CONECTORES DE CORTANTE; HSS; ANGULARES; ESTRUCTURAS DE ACERO.

Ing. Álvaro Poveda Vargas, M.Sc.

Escuela de Ingeniería Civil

Capítulo 1. Introducción

1.1. Introducción

En el presente estudio experimental, se analizó el comportamiento de angulares actuando como conectores de cortante en entresijos de sección compuesta. Para realizar esta tarea se fabricaron 12 modelos o especímenes, los cuales se llevaron a su esfuerzo último, con el objetivo de recabar información que pudiera ser utilizada, posteriormente, para crear una ecuación de diseño para el tipo de conector analizado.

La fase experimental de este trabajo se centró en el comportamiento de los angulares cuando se sueldan al patín de vigas HSS. Este estudio es el tercero de una línea de investigación en la que, mediante ensayos de laboratorio, se investigó el comportamiento de angulares al actuar bajo esfuerzos cortantes. En los análisis previos se utilizaron otros tipos de vigas para hacer los ensayos, específicamente tubos rectangulares de fabricación nacional, y vigas IPN.

Los datos recabados en los tres estudios se utilizaron en el análisis presentado aquí, brindando como resultado una ecuación de diseño para conectores de cortante tipo angular, mientras se mantengan las condiciones que se analizaron en el laboratorio. Esta ecuación se comparó con la ecuación dada por el Instituto Americano de Construcciones en Acero (AISC por sus siglas en inglés), para el diseño de conectores tipo espiga lisa, y se comentaron los resultados.

1.2. Justificación

1.2.1. El problema específico

El AISC, dicta las pautas para realizar el diseño, fabricación, erección y control de calidad de estructuras de acero. En el caso del diseño de los sistemas de entresijo de secciones compuestas con vigas de acero y conectores de cortante, esta normativa regula la

utilización de conectores en forma de espigas lisas (Figura 1.1) con cabeza redonda, y de canales. Sin embargo se dejan de lado otros tipos de conectores utilizados en la práctica, como lo son los angulares, los cabos de varilla, o las uniones tipo tornillo con cabeza.

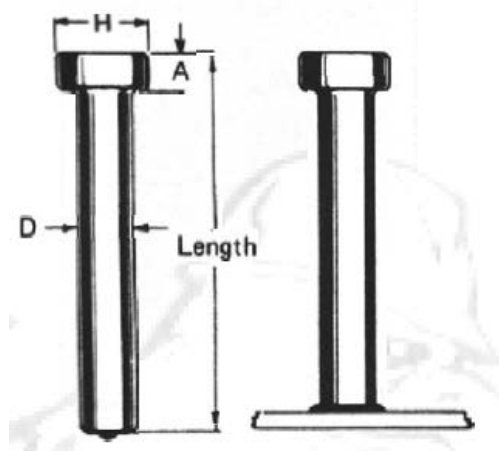


Figura 1.1: Conectores tipo espiga Nelsun Studs

Fuente: Nelson Stud Welding Inc., 2011.

Debido a los altos costos de importación al detalle de los pernos o espigas incluidos en los códigos del AISC, en Costa Rica es común utilizar cabos de varilla o angulares de acero para realizar la conexión entre viga y losa de concreto. Sin embargo, esta práctica no cuenta con una normativa que regule adecuadamente el diseño, por lo que no existen parámetros ni ecuaciones que detallen el espaciamiento necesario y las dimensiones de los conectores, en función de las cargas aplicadas en cada caso.

Dado el problema expuesto, en el territorio nacional no se está aplicando ningún criterio técnico al utilizar conectores de tipo angular. Esto se traduce ya sea en diseños conservadores o por el contrario en uniones defectuosas e inseguras.

Por lo anterior, se evaluó el comportamiento de los angulares cuando actúan como conectores en sistemas de entrepiso de sección compuesta, con el fin de conocer las variables que influyen en su desempeño, y establecer las bases para crear una metodología de diseño específica para este tipo de conectores.

1.2.2. Importancia

Cuando se desean utilizar en Costa Rica, angulares como conectores de cortante en losas de sección compuesta, existe un vacío desde el punto de vista de las regulaciones utilizadas para su diseño. Esto porque cuando se trata de estructuras de acero, el Reglamento de Construcciones refiere al documento "Normas para el Diseño, Fabricación y Erección de Acero Estructural para Edificios", el cual es una traducción directa de las normas dictadas por el AISC, las cuales no contemplan estos tipos de conectores.

Dado el desconocimiento existente sobre el comportamiento de este tipo de conectores, y el uso de los mismos en construcciones nacionales, se podrían estar construyendo estructuras con importantes vulnerabilidades estructurales.

La utilización de este tipo de conectores en Costa Rica ocurre por el gran costo económico que conlleva la importación de los pernos regulados en la normativa del AISC. Además existe dificultad para adquirirlos al detalle, para su uso en pequeños proyectos.

El presente trabajo tiene como intención mejorar el conocimiento técnico existente en nuestro país, sobre las propiedades de los angulares, cuando actúan como conectores. Los resultados de esta investigación, en conjunto con los resultados de investigaciones previas, sientan las bases para recomendar un método de diseño, que en el futuro se pueda utilizar como norma técnica oficial.

1.2.3. Antecedentes teóricos y prácticos del problema

Existen trabajos de graduación realizados en la Universidad de Costa Rica que analizan diversos aspectos de los sistemas de entrepiso. Por ejemplo Phillips (1981), detalla las características estructurales de los sistemas de entrepiso utilizados en Costa Rica. Por su parte, Vargas (2004) en una sección de su tesis, detalla el diseño estructural de un sistema de entrepiso de sección compuesta utilizando lámina estructural Metal-Deck. Sin embargo, hasta la presente línea de investigación, no se habían hecho aún a nivel

nacional, investigaciones específicamente dedicadas al análisis del comportamiento de los angulares como conectores de cortante, en entresijos de sección compuesta.

En Colombia se han llevado a cabo estudios experimentales por medio de ensayos de corte directo, en los cuales se ha buscado caracterizar el funcionamiento de los conectores de cortante tipo tornillo, utilizados regionalmente. Este estudio es presentado en el artículo: "*Comportamiento de conectores de cortante tipo tornillo de resistencia grado dos para un sistema de sección compuesta*" (Hurtado, X., Molina, M. & Linero, D.) del año 2008. Este análisis realizado por ingenieros civiles graduados de la Universidad Nacional de Colombia, sentó las bases para la realización de los ensayos de este proyecto, y facilitó la delimitación de los criterios técnicos a considerar durante las pruebas experimentales.

El presente estudio es parte de una línea de investigación propuesta por el profesor Ing. Álvaro Poveda e iniciada por el estudiante de la Universidad de Costa Rica, Ricardo Chacón Vega, quien realizó un trabajo similar para el caso específico de vigas de acero producidas a nivel nacional. En este proceso también se incluirá el trabajo de graduación realizado por la estudiante María Gabriela Durán, quien en forma paralela al trabajo que se reporta en esta ocasión, ha realizado un análisis de conectores tipo angular, para vigas de sección IPN.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

Estudiar experimentalmente el comportamiento de angulares como conectores de cortante en sistemas de entresijo de sección compuesta, soldados a vigas de acero HSS de sección rectangular.

1.3.2. Objetivos específicos

- Establecer la resistencia última de cuatro tamaños diferentes de angulares, sometidos a un esfuerzo cortante mediante ensayos de laboratorio de tipo corte directo

- Determinar una ecuación que permita calcular la resistencia nominal de una pieza de sección angular como conector de cortante, cuando se utilizan vigas de acero HSS
- Comparar el modelo obtenido empíricamente, con los métodos de diseño utilizados para determinar la resistencia de conectores de espiga lisa con cabeza redonda, mostrados en la especificación AISC
- Dictar las recomendaciones para la utilización de los angulares como conectores de cortante en entrepisos compuestos
- Analizar comparativamente los costos de este tipo de angulares, con los conectores de espiga lisa con cabeza redonda

1.4. Alcance

Se realizaron tres pruebas para cada uno de los cuatro tamaños de angulares, manteniendo siempre la utilización de la viga de acero HSS de sección rectangular, de modo que se fallaron un total de doce arreglos.

Los especímenes se fallaron con una carga puntual, monotónica y creciente, aplicada en los extremos de cada configuración. Durante el ensayo se midieron los esfuerzos y deformaciones presentadas.

Se verificó que el concreto utilizado en los especímenes presentara una resistencia igual o mayor a $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$. Para tal efecto se realizaron pruebas de resistencia con cilindros de concreto.

Se realizaron probetas para cada tamaño de angular, y se fallaron a la tensión según la norma ASTM A370, de modo que se pudo obtener los valores correspondientes de esfuerzo a la fluencia y de esfuerzo máximo.

Los datos obtenidos en las presentes pruebas experimentales, y en los experimentos hechos anteriormente en esta línea de investigación, se utilizaron para generar una ecuación de diseño, que permitirá predecir el comportamiento de los angulares bajo las

condiciones probadas en laboratorio. La generación de la ecuación de diseño a la que llega este estudio, se basó en cierta medida en el método de diseño normalizado por el AISC para conectores tipo espiga lisa.

1.5. Limitaciones

Para fallar los modelos se utilizó la máquina universal MU-002 del Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica (LANAMME), la cual tiene una capacidad máxima de 90 ton, las dimensiones máximas de una muestra que puede probarse en este equipo, son de 54 cm a 66 cm de altura y 55 cm de ancho.

De acuerdo al costo de la realización de las pruebas y a la disponibilidad del laboratorio, únicamente se realizaron tres pruebas por cada tamaño de angular. Dada la homogeneidad de los materiales y el adecuado control de calidad, se considera que los resultados son aceptables.

No se evaluó la calidad interna de la soldadura debido a que no se realizaron pruebas de rayos X o similares. Sin embargo en este estudio, se requería simplemente, que la soldadura no fallase, requisito que se cumplió sin problema.

Los especímenes no simulan el comportamiento a flexión de la viga, característico de las demandas a las que es sometido un entrepiso, debido al modelo utilizado para realizar la prueba y dado que lo se evaluó fue la capacidad a cortante que presentan los angulares.

1.6. Metodología

Para facilitar la descripción del proceso metodológico que se utilizó en la investigación, se agruparon los procesos en tres grandes áreas, como se detalla en la Figura 1.2.

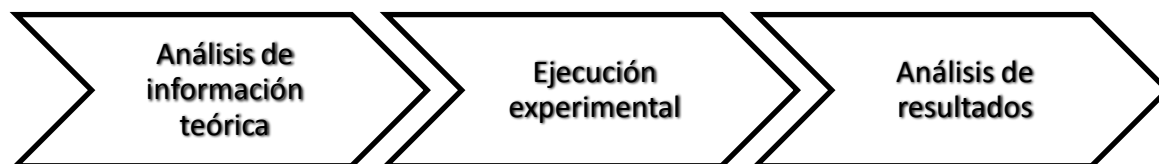


Figura 1.2: Áreas de la metodología

1.6.1. Análisis de información teórica

Durante esta fase se analizaron los métodos de diseño de entrepisos de sección compuesta, para lo cual se estudiaron los diferentes códigos de diseño en acero y en concreto utilizados en el país. Se puso especial atención a la normativa del AISC, que detalla el diseño de conectores mediante la utilización de canales y espigas lisas de cabeza redonda o "*nelson studs*".

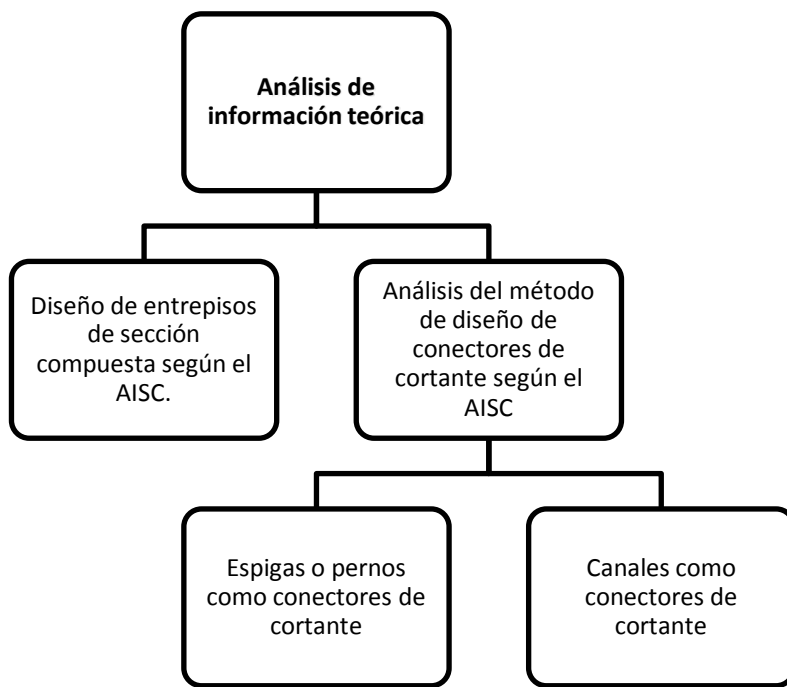


Figura 1.3: Análisis de información teórica

1.6.2. Diseño y ejecución experimental

1.6.2.1. Diseño de un sistema de entrepiso de sección compuesta y selección del tamaño del perfil

Según la información obtenida en la fase teórica, se procedió diseñar un entrepiso de sección compuesta para un caso típico de una construcción pequeña. Como se pretendió simular las condiciones de un sistema de entrepiso común, se utilizaron luces de 6 m y una separación entre vigas de acero de 2 m. A partir de estas condiciones y de acuerdo a

las cargas que debería soportar en la práctica, se obtuvo el tamaño mínimo requerido para el perfil rectangular de acero HSS.

Una vez obtenido el tamaño típico del perfil que se utilizaría en la práctica común, se procedió a elegir la sección a utilizar en los especímenes de falla, esto de acuerdo a la disponibilidad en el mercado nacional.

1.6.2.2. Selección de las dimensiones y construcción de especímenes de falla

Posteriormente al detallado de las configuraciones de las probetas, se pasó al proceso de construcción. Para la creación a escala natural de estos elementos, se adquirieron los materiales que compondrían el concreto, una viga de acero HSS con las dimensiones requeridas, las piezas de angulares en los diferentes tamaños precisados y los demás componentes de encofrado necesarios para moldear el concreto a utilizar. Se hizo necesario soldar los angulares a las secciones de la viga de acero, para lo cual se utilizaron servicios privados. Luego se moldearon y curaron las secciones de concreto, unidas a la viga de acero, para su posterior falla.

1.6.2.3. Montaje y falla de especímenes y probetas de acero

Una vez contruidos los tres especímenes por cada tamaño de angular analizado, se procedió a fallar el total de los doce. Además, se llevaron a cabo las pruebas de resistencia del concreto moldeado, para lo cual se fallaron doce cilindros.

La Figura 1.4 muestra el mapa conceptual correspondiente a la etapa de ejecución experimental.

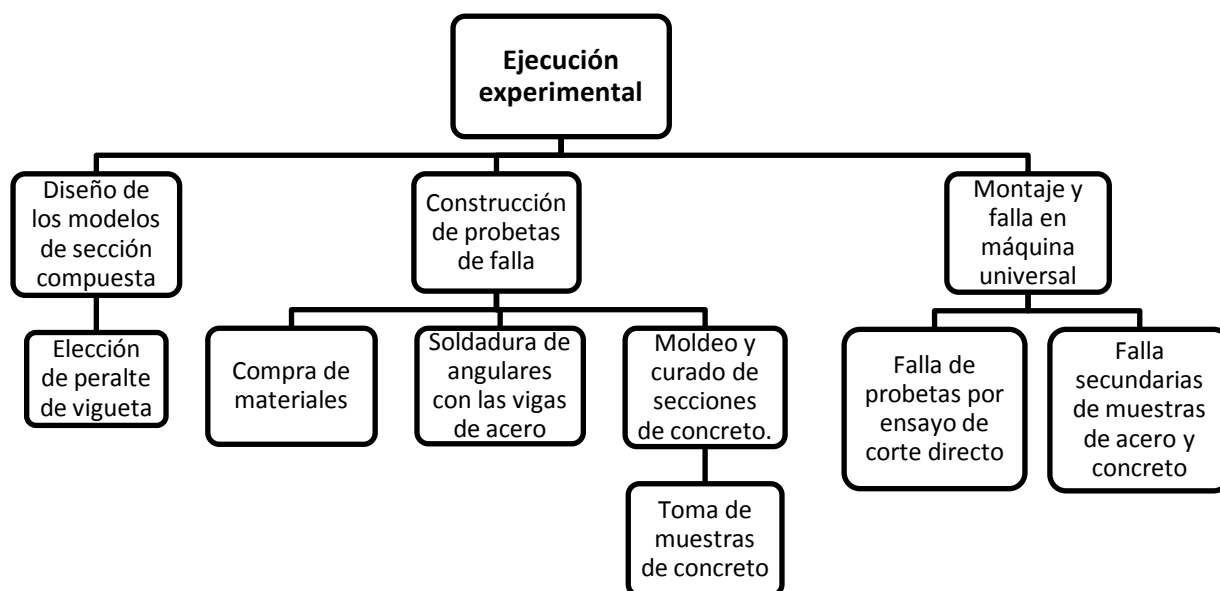


Figura 1.4: Ejecución experimental

1.6.3. Análisis de resultados

Una vez obtenidos los resultados de las pruebas de corte directo, estos se ordenaron y tabularon, de modo que se pudiera comprender mejor la influencia de las diferentes variables en el comportamiento final de los elementos.

Tras el primer análisis de los datos se procedió a crear un modelo que represente de manera apegada a la realidad, el comportamiento de los conectores, según las características evaluadas. Se incluyó aquí el espesor y la resistencia de los elementos.

Los resultados fueron comparados con los modelos utilizados por la normativa actual para el diseño en acero, para poder evaluar las diferencias importantes en el comportamiento de los angulares, respecto al uso de espigas lisas.

Por último, con las conclusiones obtenidas del estudio, se realizaron una serie de recomendaciones, para la continuación a futuro de los análisis experimentales, tendientes a mejorar aún más el estado del arte en este particular.

La Figura 1.5 muestra el proceso llevado a cabo durante el análisis de resultados.

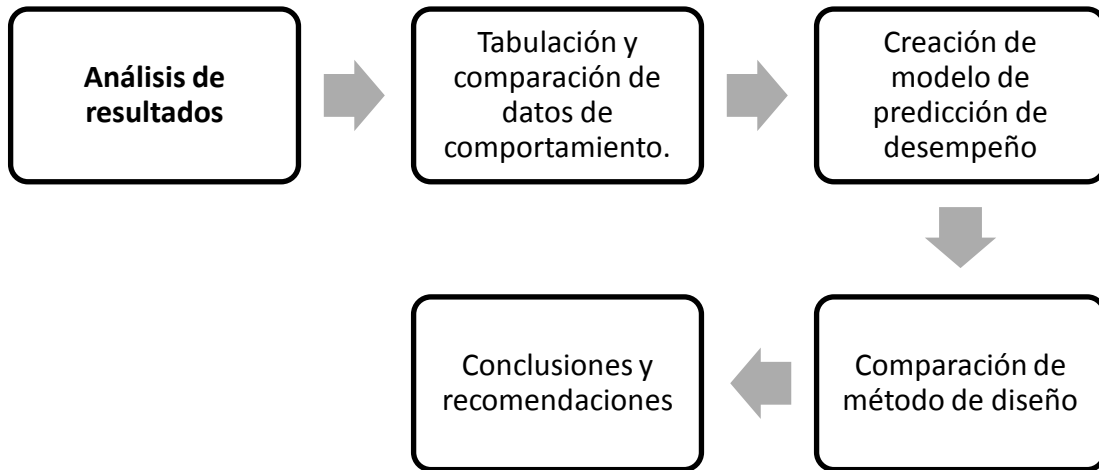


Figura 1.5. Análisis de resultados

Capítulo 2. Marco teórico

2.1. Generalidades de los entrepisos de sección compuesta

El sistema de vigas compuestas, consiste en utilizar tanto perfiles de acero como losas de concreto interactuando entre sí, para la construcción de entrepisos. En los entrepisos compuestos, la losa de concreto se une al patín superior de las vigas de acero mediante dispositivos de transferencia llamados conectores de cortante, de este modo el concreto actúa como parte del patín a compresión de la viga compuesta resultante. Dado lo anterior, el eje neutro de la nueva viga compuesta se mueve hacia arriba, produciendo que una mayor parte de la viga de acero se encuentre en tensión, estado en el que es más eficaz.

Cuando una losa de concreto se encuentra apoyada sobre vigas de acero, y ambos materiales se encuentran desvinculados, cada uno actuará de manera independiente. La acción compuesta, da como resultado un incremento de resistencia y rigidez para un tamaño determinado de la viga de acero, además se ha comprobado que una adecuada unión entre ambos materiales producirá un aumento de una tercera parte en la resistencia que soportarían las vigas de acero trabajando por separado (McCormac, 2002).

2.1.1. Tipos de entrepisos de sección compuesta

La cubierta de concreto puede ser una losa plana, con acero de refuerzo, que descansa sobre las vigas de acero. De igual manera, el concreto podría colarse sobre una lámina portante de metal, cuyos canales o costillas se encuentren en forma paralela a las vigas de acero, o perpendicular a estas.

En cuanto a los apoyos sobre los que descansa la losa, estos pueden ser secciones de acero de patín ancho, viguetas de alma abierta, o armaduras. Estas vigas normalmente se encuentran espaciadas de acuerdo a la capacidad de las láminas de metal, que actúan como formaleta.

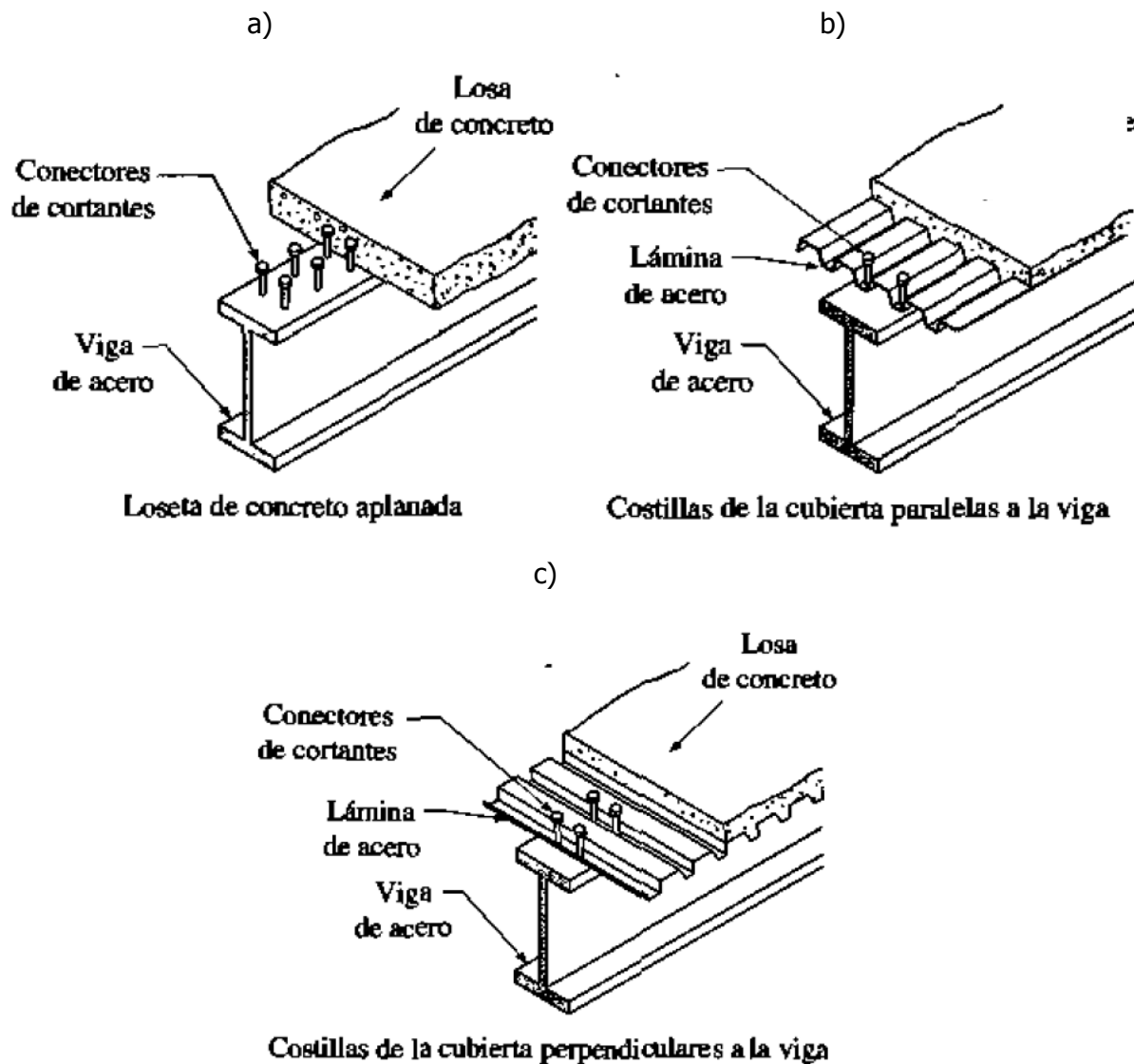


Figura 2.1. Diferentes configuraciones de la losa de concreto.

Fuente: Vinnakota, 2006

2.1.2. Ventajas y desventajas de los entrepisos compuestos

2.1.2.1. Ventajas

- Al desempeñarse como un solo elemento, la losa de concreto trabaja casi completamente en compresión y el perfil de acero en su mayoría trabaja en tensión, por lo que se necesitarán secciones de acero menores para cubrir el mismo claro con las mismas cargas. La losa "trabaja como una gran cubreplaca del

patín superior de la viga de acero, aumentando la resistencia de la viga” (McCormac, 2002)

- Las secciones compuestas con más rígidas, lo que permiten que presenten menores deflexiones que los elementos separados
- El utilizar vigas de acero con menores peraltes, se tiene la posibilidad de disminuir los espesores de piso, lo cual es de importancia en edificios altos, dado que se permite ahorrar en costos de muros, plomería, alambrado, ductos, elevadores y cimentaciones. Al disminuirse el tamaño de los perfiles de acero, también se ahorra en el material utilizado para el recubrimiento contra incendio
- La capacidad de un entrepiso ya construido, se puede mejorar con la colocación de cubre-placas en los patines inferiores de las vigas de acero

2.1.2.2. Desventajas

- Los costos de preparación y colocación de los conectores de cortante son altos, e incluso pueden llegar a exceder los ahorros mencionados anteriormente, en el caso de tramos cortos con cargas bajas (McCormac, 2002)

2.1.3. Transmisión de la fuerza cortante

Para que la losa de concreto y las vigas de acero, realmente actúen de manera compuesta, debe existir una adecuada interacción entre ambos elementos. Esta, se encuentra dada por la fricción que se da entre el concreto y el acero de las vigas, y por algún otro mecanismo de anclaje mecánico que se seleccione. El aporte de la fricción entre ambos materiales se desprecia en el diseño, por presentar valores muy bajos.

Las especificaciones del AISC consideran que existen tres tipos de vigas compuestas: vigas de acero completamente embebidas, perfiles tubulares rellenos de concreto y vigas de acero con anclaje mecánico a la losa. En el tercer caso, se suelen utilizar los llamados conectores de cortante para transmitir los esfuerzos entre ambos materiales.

2.1.3.1. Tipos de conectores de cortante

Se han utilizado diferentes tipos de conectores, entre los cuales se incluyen los conectores tipo espárragos (o de espiga lisa), los conectores tipo canal y los conectores en espiral (Figura 2.2). También se han utilizado los llamados tornillos, cabos de barras de acero y angulares.

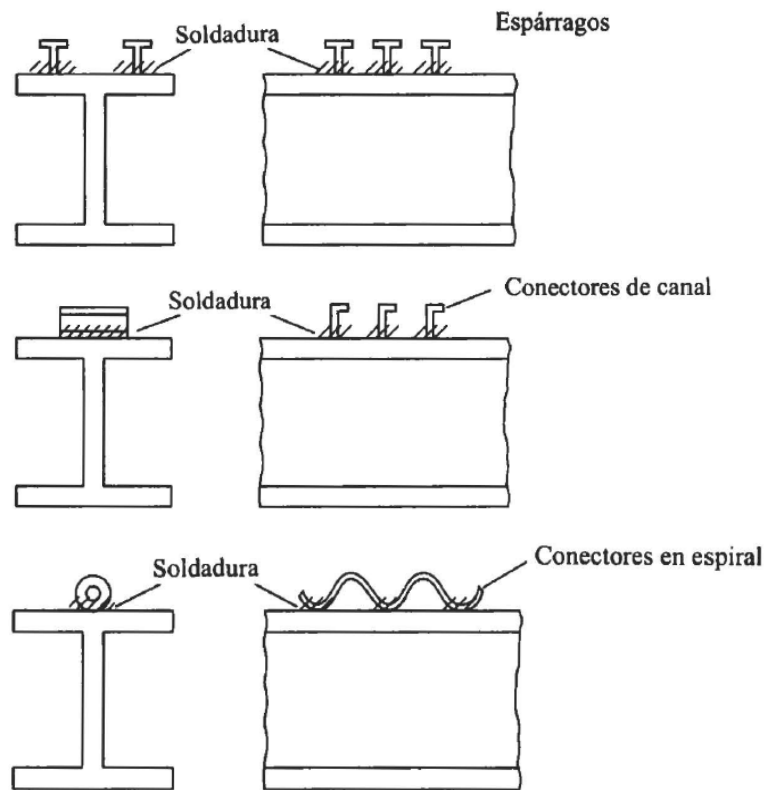


Figura 2.2. Conectores de cortante.

Fuente: McCormac, 2002

Los conectores más estudiados, son las llamadas espigas lisas. Estas son barras de acero de sección circular con cabeza, soldadas por uno de sus extremos a las vigas de acero. Los espárragos se pueden fijar rápidamente a las vigas de acero con pistolas especiales para soldar, con operarios no especializados

2.1.3.2. Posibles modos de falla de los conectores

La conexión entre el concreto y la viga de acero, puede ser llevada a diferentes estados límite, de acuerdo a las características geométricas y de resistencia de los materiales.

En la Figura 2.3 se ilustran diferentes modos de falla que son considerados por el Instituto Americano del Concreto (ACI por sus siglas en inglés), para los anclajes embebidos en el concreto, específicamente, cuando se enfrentan esfuerzos cortantes.

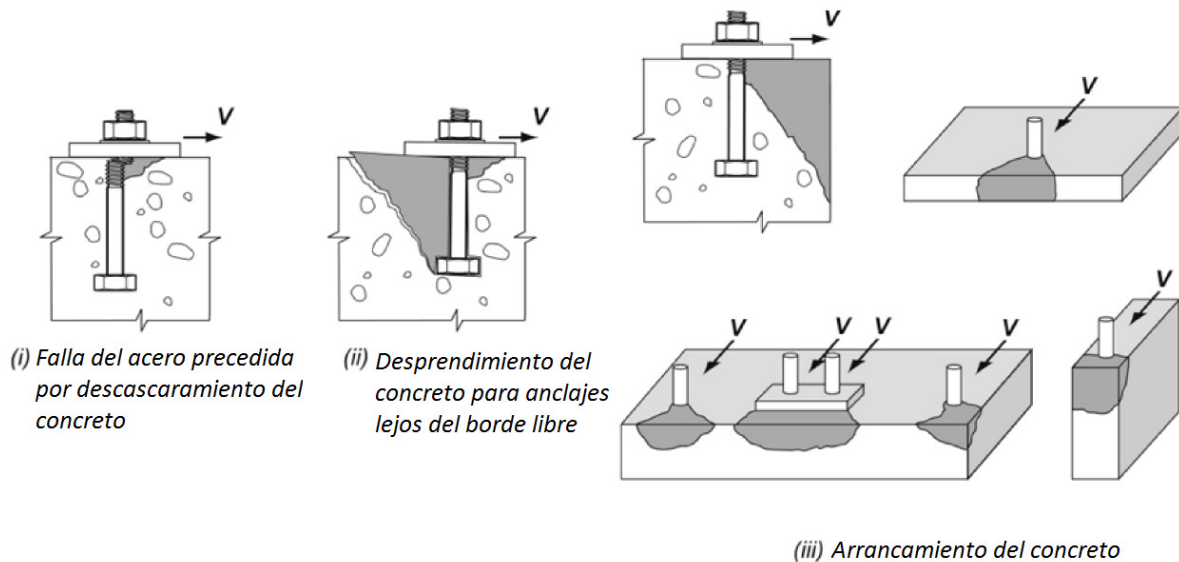


Figura 2.3: Modalidades de falla en anclajes consideradas por el ACI.

Fuente: ACI, 2002

A continuación se detallan los modos de falla que deben ser considerados al calcular la resistencia de los conectores:

Falla del acero

Si se cuenta con un concreto suficientemente rígido, y un área transversal o resistencia insuficiente del conector, este podría alcanzar la fluencia e incluso romperse antes de presentar una falla en el concreto.

Falla del concreto

De acuerdo a la resistencia que tenga el concreto y a las características geométricas existentes, como distancia entre conectores y distancia al borde, el concreto podría desprenderse antes de que el conector alcance los esfuerzos máximos en el acero. Como se observa en los modos de falla dos y tres, de la Figura 2.3, se forma una superficie de agrietamiento en forma de cono, que termina en un desprendimiento del concreto sometido a esfuerzos de compresión.

Otros modos de falla

En el caso de los conectores de cortante, también se debe considerar la posibilidad de presentar una falla en la conexión con el patín de la viga de acero, ya sea por un pandeo local del ala de la viga, o por una falla de la soldadura entre ambos.

2.2. Diseño de un entrepiso de sección compuesta

2.2.1. Especificaciones dadas por el AISC

En su capítulo I, el código 360-10 del Instituto Americano de Construcciones en Acero (AISC), especifica la mayoría de las consideraciones que se deben de hacer en el momento de diseñar una sección compuesta, de acuerdo a los requerimientos que esta tenga. A continuación, se enumeran las especificaciones dadas en este código, para el caso específico de un entrepiso compuesto.

2.2.1.1. General

Ancho efectivo

Dado que la losa de concreto, actúa como un patín de la viga de acero, se debe calcular cuánto ancho verdaderamente estará participando como un ala en compresión. Se debe considerar además, que el esfuerzo a compresión disminuirá conforme se está más alejado horizontalmente de la viga de acero. En la especificación se resuelve este problema, calculando un ancho efectivo en el que se considerará un esfuerzo constante a la compresión.

El ancho efectivo de la losa de hormigón es la suma de los anchos efectivos para cada lado de la línea central del claro, cada uno de los cuales no podrá exceder:

- Una octava parte del claro de la viga, medido de centro a centro de los apoyos
- La mitad de la distancia a la línea central de la viga adyacente
- La distancia hasta el borde de la losa

Capacidad a cortante

En la sección I3.1b., el código establece que la resistencia cortante disponible en vigas compuestas con conectores de cortante, se determinará basándose únicamente en las propiedades de la sección de acero, en conformidad con el capítulo G de la misma especificación.

Capacidad durante la construcción

Según lo estipulado en la sección I3.1c. de las especificaciones AISC, cuando no haya puntales temporales durante la construcción, la sección de acero deberá soportar por sí sola, todas las cargas aplicadas hasta que el concreto alcance el 75% de su capacidad f'_c .

Además, la capacidad de la sección de acero deberá obtenerse de acuerdo a lo especificado en el Capítulo F del mismo código, en el cual se dan los requisitos para el diseño en flexión.

2.2.1.2. Capacidad de vigas compuestas con conectores de cortante

Para el caso de vigas compuestas estudiado, la especificación brinda los siguientes requisitos, de acuerdo al tipo de capacidad que se esté revisando:

Capacidad de momento positivo

En la sección I3.2a. se establece que: la capacidad de diseño para momento positivo, $\phi_b M_n$, debe ser determinado por el estado límite de fluencia:

$$\phi_b = 0,90$$

Cuando $h/t_w \leq 3.76\sqrt{E/F_y}$

M_n debe determinarse de acuerdo a la distribución de esfuerzo plástico en la sección compuesta, para el estado límite de fluencia (momento plástico).

Cuando $h/t_w > 3.76\sqrt{E/F_y}$

M_n debe determinarse de la superposición de los esfuerzos elásticos, considerando los esfuerzos de deslocalización, para el estado límite de fluencia (momento de fluencia).

Capacidad de Momento Negativo (Sección I3.2b.)

Según la sección I3.2b., en el caso de la capacidad de diseño para momento negativo, $\phi_b M_n$, debe ser determinado solamente para la sección de acero, de acuerdo a los requerimientos del Capítulo F.

Alternativamente, la capacidad disponible para esfuerzo negativo deberá ser determinada de la distribución de esfuerzos plásticos de la sección compuesta, para el estado límite de fluencia (momento plástico), con:

$$\phi_b = 0,90$$

Siempre que:

- La viga de acero sea compacta y se encuentre adecuadamente arriostrada según el Capítulo F
- Los conectores de cortante adhieren la losa a la viga de acero en la región de momento negativo
- El refuerzo en la losa paralelo a la viga de acero, dentro del ancho efectivo de la losa, se desarrolle adecuadamente

Capacidad de Vigas Compuestas con Láminas de Acero

En la sección I3.2c. se establece que: la capacidad disponible a la flexión de la construcción compuesta, que consta de losas de hormigón sobre láminas de acero conectadas a las vigas de acero, se debe determinar de acuerdo a las porciones aplicables de la sección I3.2a y I3.2b, con los siguientes requisitos:

- Esta sección es aplicable a las cubiertas con la altura de costilla nominal no superior a 3 pulgadas (75 mm). La anchura media de la costilla de hormigón, w_r , no deberá ser inferior a 2 pulgadas (50 mm), pero no se tomarán en los cálculos como algo más que la anchura libre mínima, de la parte superior de la cubierta de acero.

Conectores de cortante

La especificación ANSI-AISC 360-10, dicta la forma en que se debe calcular la capacidad de los conectores de cortante en su sección I8. Específicamente en la sección I8.2 para las vigas compuestas.

En el caso de las espigas lisas, el AISC estipula que su diámetro no debe ser mayor que 2.5 veces el espesor del material base al cual se suelda, a menos, que se conecte directamente con el patín de la viga. Además, la altura del conector no debe ser menor a cuatro veces su diámetro.

Capacidad de los conectores tipo espiga lisa

La capacidad nominal en cortante de un conector tipo perno, embebido en una losa de concreto sólido, con o sin lámina portante, debe determinarse de la siguiente manera:

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_{sc} F_u \quad (2 - 1.)$$

Capacidad de los conectores tipo canal

En el caso de que se utilicen canales como conectores de cortante, el AISC brinda la siguiente ecuación de diseño:

$$Q_n = 0.3 (t_f + 0.5 t_w) l_a \sqrt{f'_c E_c} \quad (2 - 2.)$$

Para ambos casos, para asegurar una sección completamente compuesta, el número de conectores requeridos entre el punto de momento máximo y el punto de inflexión, debe ser igual al cortante determinado según el menor de los siguientes estados límites, dividido entre la capacidad nominal de un solo conector:

$$V' = 0.85 f'_c A_c \quad (2 - 3.)$$

$$V' = F_y A_s \quad (2 - 4.)$$

Además, el número de conectores, entre cualquier carga concentrada y el punto de inflexión más cercano, debe ser suficiente para desarrollar el máximo momento requerido en el punto de aplicación de la carga.

2.2.2. Otras consideraciones para el de diseño de un entrepiso de sección compuesta

A continuación se mencionan otras consideraciones que se deben tomar en cuenta en el proceso de diseño de un entrepiso de sección compuesta.

2.2.2.1. Utilización de lámina portante

De acuerdo a la separación entre viguetas, así como a las cargas consideradas, se puede seleccionar la utilización una lámina portante con una mayor o menor capacidad. En las Figura 2.4 y Figura 2.5 se presenta la geometría de dos láminas típicamente utilizadas en los entrepisos compuestos. Es claro que en el caso del Metaldeck de tres pulgadas, se tendrá una mayor inercia de la sección, y por consiguiente, una mayor capacidad a flexión del elemento, con lo que se podrían utilizar viguetas separadas a una mayor distancia.

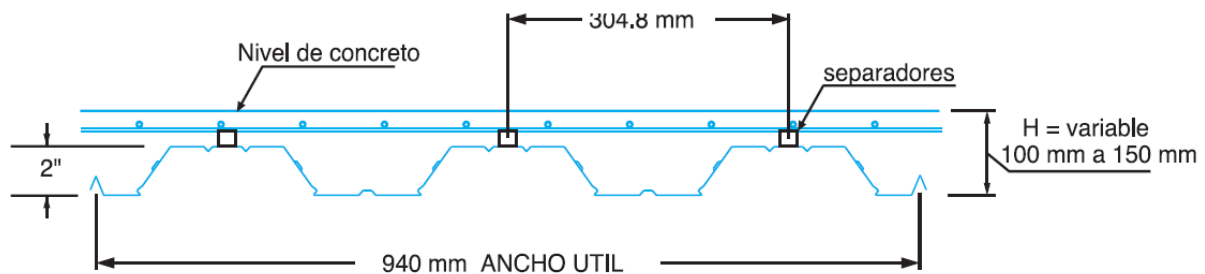


Figura 2.4. Geometría de Metaldeck 2"

Fuente: ACESCO, 2007.

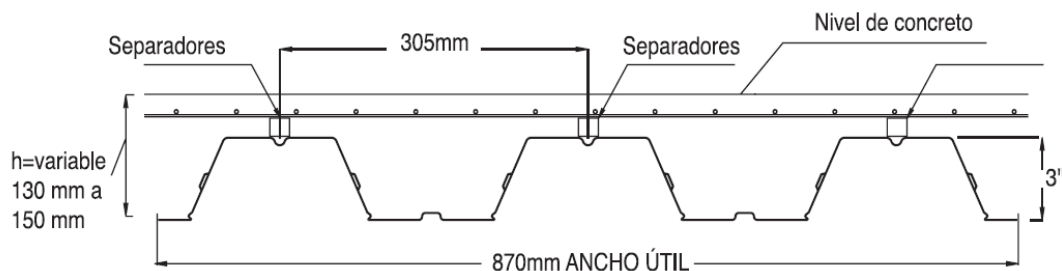


Figura 2.5. Geometría de Metaldeck 3"

Fuente: ACESCO, 2007.

2.2.2.2. Demanda

Durante el diseño del entrepiso, se deben considerar tanto las cargas de construcción, como las de servicio una vez que la estructura entre en funcionamiento.

Cargas de construcción

Durante la etapa constructiva, la viga de acero ha de ser capaz de soportar los esfuerzos generados por las siguientes cargas muertas:

- Peso propio de lámina de acero, si se utiliza
- Peso propio de la viga de acero
- Peso propio del concreto fresco cuyo peso específico es de 2.4 kN/m^3

Además se deben considerar las cargas vivas de construcción, tales como:

- Sobrepesos por el manejo del concreto
- Peso de la maquinaria
- Peso de las personas que trabajan en la construcción de la losa

El Código Sísmico de Costa Rica 1986 establece un sobrepeso por cimbras y andamios de 80 kg/m^2 , mientras que el Manual Técnico de Metaldeck recomienda utilizar el mayor valor entre una carga uniformemente distribuida de 20 psf (100 kg/m^2) sobre la superficie de la lámina y una carga concentrada de 150 lb (68 kg) que actúa sobre una sección de la formaleta de 1 m de ancho.

Cargas de servicio

Se deben considerar las siguientes cargas muertas: peso propio de lámina de acero, viga de acero y concreto, acabados, instalaciones electromecánicas, cielos, divisiones livianas, entre otros.

En cuanto a las cargas vivas de servicio, estas dependerán de la futura utilización que tendrá el entrepiso.

2.2.2.3. Condición de apuntalamiento

Formaleta sin apuntalamiento:

Si la losa se cola bajo esta condición, la viga de acero debe ser capaz de soportar por sí sola, todas las cargas de construcción dadas antes de que el concreto fragüe. Esta condición requerirá una viga de acero ya sea más pesada o con un peralte mayor, lo que podrá aumentar los gastos constructivos. Sin embargo, tal situación ha de compararse con los egresos que existirían al alquilar o comprar puntales o cimbras.

En este caso es muy importante controlar las deflexiones, por ejemplo proporcionando una contra-flecha a las vigas, en caso contrario, se tendrá que usar concreto adicional (incluso 10% o más) para nivelar los pisos.

Una desventaja del apuntalamiento es que después de que el concreto se endurece y el apuntalamiento se retira, la losa participará de la acción compuesta para resistir las cargas muertas. La losa será sometida a compresión por estas cargas permanentes y tendrá un flujo plástico y contracción considerables, paralelos a las vigas. El resultado será una gran disminución del esfuerzo de la losa con el correspondiente aumento en los esfuerzos en el acero. La consecuencia probable es que, de cualquier modo, la mayor parte de la carga muerta será soportada por las vigas de acero y la acción compuesta servirá en realidad sólo para las cargas vivas, como si no se hubiera utilizado apuntalamiento (McCormac, 2002).

Encofrado con apuntalamiento intermedio:

Si la viga elegida no es capaz de soportar el peso de construcción, puede optarse por colocar uno o varios puntos de apoyo intermedio temporales, mientras el concreto alcanza su resistencia. De este modo se reducen los momentos máximos últimos que deben ser soportados por el elemento de acero. Al igual que en la condición anterior, deben revisarse las deflexiones máximas, con el fin de verificar que no se sobrepasen los límites seleccionados.

Formaleta con apuntalamiento uniforme:

Si se brinda un apoyo continuo a lo largo de la viga, durante la construcción hasta el momento en que el concreto alcanza su resistencia, solamente se deben considerar las cargas de servicio, las cuales serán resistidas por toda la sección compuesta una vez que se retire el apuntalamiento. En este caso no es necesario efectuar una revisión de la resistencia de las vigas de acero para la condición de concreto húmedo.

El apuntalamiento puede ser estorboso y poco práctico para la construcción, lo que influirá en la velocidad de avance y con esto acarrear mayores gastos.

Capítulo 3. Diseño y Experimentación

3.1. Ejemplo de diseño de entrepiso

Con el objetivo de tener una noción del tamaño de las viguetas que se necesitarían en un entrepiso de sección compuesta, se hizo el ejercicio de diseño para un claro normal de seis metros con una separación entre viguetas de dos metros. Se tomó en cuenta el peso propio de los elementos, la carga aportada por los acabados (tales como cieloraso y acabado de piso), las instalaciones electromecánicas y las divisiones livianas; también se consideró una carga viva de 200 kg/m^2 correspondiente a un uso habitacional, según lo establecido por el CSCR-10.

Durante el diseño se puede tomar la decisión de apuntalar o no las viguetas de acero, mientras se construye el entrepiso, de modo que estas tomen, o no, carga durante esta etapa. Si se decide no apuntalar, debe tomarse la precaución de revisar la capacidad de las viguetas por si solas y ante la carga de construcción impuesta, este caso fue el que se consideró en el diseño.

El diseño del entrepiso típico, detallado en el Anexo A., tuvo como resultado una sección HSS7X3X3/16, cuyas dimensiones en milímetros son $177 \times 76.2 \times 4.76$. Esta fue la sección más liviana entre aquellas que cumplían con las características geométricas requeridas, y al mismo tiempo, eran compactas a flexión.

3.2. Prueba de laboratorio

En este apartado, se detallan las diferentes fases que llevaron a cabo durante la fase experimental, para obtener los resultados que se exponen en el presente trabajo.

3.2.1. Diseño de la prueba

Dado que, el presente estudio forma parte de una línea de investigación en la que ya se han realizado varias pruebas, previo al experimento ya existía una clara base de trabajo que se utilizó para diseñar el experimento expuesto a continuación. Se buscó mantener la consistencia con las demás pruebas, de modo que los resultados fueran comparables más adelante.

3.2.1.1 Identificación y selección de las variables independientes

Como uno de los objetivos específicos fue brindar una ecuación de diseño para los conectores, se hizo importante analizar cuales variables afectarían la capacidad final de estos. Tras la identificación de estas variables, se decidió mantener algunas de estas constantes, con el objetivo de poder medir claramente la forma en que las seleccionadas afectaban la capacidad.

Área transversal de los conectores

Una de las principales características de los conectores, que se esperó, influiría en la capacidad que tengan estos, ante esfuerzos cortantes, es su área transversal. Se partió de la suposición lógica, de que esta característica sería proporcional a la capacidad de los conectores.

Al igual que en los dos estudios previos, se escogieron cuatro tamaños de angulares diferentes, se decidió hacer coincidir dos de las dimensiones con los angulares ensayados en el primer estudio, de modo que se pudieran comparar directamente estos resultados, además se escogieron dos tamaños con los que aún no se había trabajado, con la intención de que se tuviera un rango más amplio de valores correspondientes a esta variable.

Durante el diseño del espécimen, se aproximó la capacidad esperada para cada uno de los tamaños seleccionados, con la ecuación de diseño dada por el AISC para espigas lisas, de modo que se pudiera revisar que la suma de sus capacidades no sobrepasaría la carga máxima de la máquina utilizada en el ensayo.

En el Cuadro 3.1 se enlistan las dimensiones de los cuatro tamaños de angulares seleccionados.

Cuadro 3.1: Angulares seleccionados

Dimensiones de los angulares seleccionados (mm)
31.75 X 31.75 X 4.76
38.1 X 38.1 X 4.76
31.75 X 31.75 X 3.18
25.4 X 25.4 X 6.35

El área transversal de los conectores es la variable más importante de los presentes experimentos, ya que es la única que se pudo variar controladamente.

Separación entre conectores y distancia al borde

Para mantener consistencia con los otros dos estudios llevados a cabo, las dimensiones geométricas de separación y distancia al borde se conservaron. En el caso de la separación entre conectores, la distancia corresponde a 15 cm, mientras que la distancia al borde mínima, dada por la configuración geométrica de los especímenes, corresponde a 10 cm.

Resistencia del concreto

Una de las fallas esperadas en los conectores de cortante, es por aplastamiento del concreto y su posterior desprendimiento en forma de cono, por lo que la variable de la resistencia de este material, se vuelve importante en el momento de definir la máxima capacidad que tendrán los angulares en cortante.

Dado que el presente estudio se realizó con la intención de recabar información para el diseño de conectores de cortante en entrepisos de sección compuesta para proyectos pequeños, se decidió utilizar el valor resistencia del concreto típico de 210 kg/cm^2 . Para lograr tal objetivo, se analizaron los agregados y se hizo un diseño de mezcla, el cual fue ensayado previamente y corregido según los resultados obtenidos.

A pesar del peso que podría tener esta variable en la capacidad de los conectores, el cuantificar su influencia en capacidad de cada conector, quedó fuera del alcance del presente estudio, por lo que la intención original siempre fue obtener valores constantes de resistencia a la compresión del concreto.

Resistencia del acero de los angulares

De acuerdo a la información recabada, se esperó que la resistencia última de los conectores influyera en su capacidad máxima a cortante, tal y como la limita en la ecuación de diseño por el AISC para conectores de espiga lisa (Ecuación 2-1). A pesar de esto, esta variable siempre dependió de los angulares que existían en el mercado en el momento de la construcción de los especímenes, por lo que no se intentó en ningún

momento, tener un rango suficientemente variado de estos datos, para cuantificar estadísticamente su afectación en los resultados últimos.

Espesor del patín de la viga de acero y su resistencia

Se esperaba que la esbeltez de la superficie en la cual se sueldan los angulares, afecte en alguna medida la capacidad última de los conectores, ya que podrían presentarse pandeos locales cuando los angulares traten de rotar alrededor de su base. Esta forma de falla se dejó fuera del experimento, asegurando que la sección HSS utilizada no fuera esbelta.

La forma en que se fallan los especímenes produce esfuerzos de compresión en la sección de acero, por lo que se revisó, no solo que la sección fuera compacta en flexión, si no, que también fuera compacta para esfuerzos axiales en compresión.

Tamaño de la soldadura

La soldadura podría limitar la capacidad última que presenten los angulares al usarse como conectores. Por ser frágil, este tipo de falla se desea evitar en todos los casos de diseño, y existe suficiente documentación para calcular con suficiente precisión la demanda que se requeriría para que se dé, es por esto, que este tema se excluyó del análisis.

Con el objetivo de que en los ensayos, nunca se diera una falla de la soldadura, se revisó la capacidad esperada de los angulares basándose en la ecuación del AISC y se dimensionó la soldadura para sobrepasar esta capacidad.

Ángulo de los conectores

En ángulo en que se ubican los angulares podría tener alguna afectación sobre su capacidad para afrontar los esfuerzos cortantes, sin embargo esta variable se mantuvo consistente con los estudios previos, de modo se utilizó un ángulo constante de 70° desde el plano del patín al eje longitudinal del angular.

Refuerzo del concreto

El refuerzo que tenga la sobrelosa podría afectar la falla del concreto, evitando o retardando la formación de fisuras y grietas. La sección de concreto utilizada en el modelo

experimental, simula la sobrelasa, por lo que se le agregó el refuerzo para simular el caso normal de aplicación. No formó parte del alcance del experimento, cuantificar la influencia del refuerzo en la capacidad última de los angulares, ya que no se hicieron ensayos sin la malla.

3.2.1.2 Selección de la geometría de los especímenes

Se mantuvo una geometría consistente con los ensayos anteriores, variando únicamente la sección de acero y el tamaño de los angulares utilizados en cada espécimen.

En el caso de la viga de acero, se utilizó una sección HSS8X4X1/4, cuyas dimensiones corresponden a 203X102X6.35 mm. La selección de esta sección estuvo limitada principalmente por la poca disponibilidad en el mercado de estos tubos de importación.

Tras la selección de la viga de acero, se revisó que la geometría global del espécimen cumpliera con las limitaciones dadas por la máquina universal, con la que se iba a trabajar posteriormente.

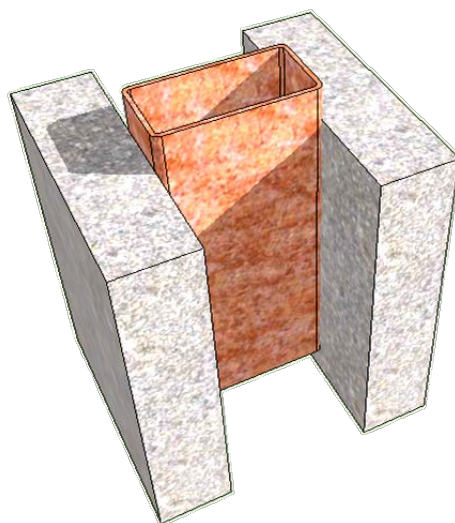


Figura 3.1: Vista tridimensional del espécimen experimental

En la Figura 3.1, se muestra una vista tridimensional del espécimen experimental, el cual presenta dos "alas" de concreto unidas a la viga de acero a través de los conectores de cortante.

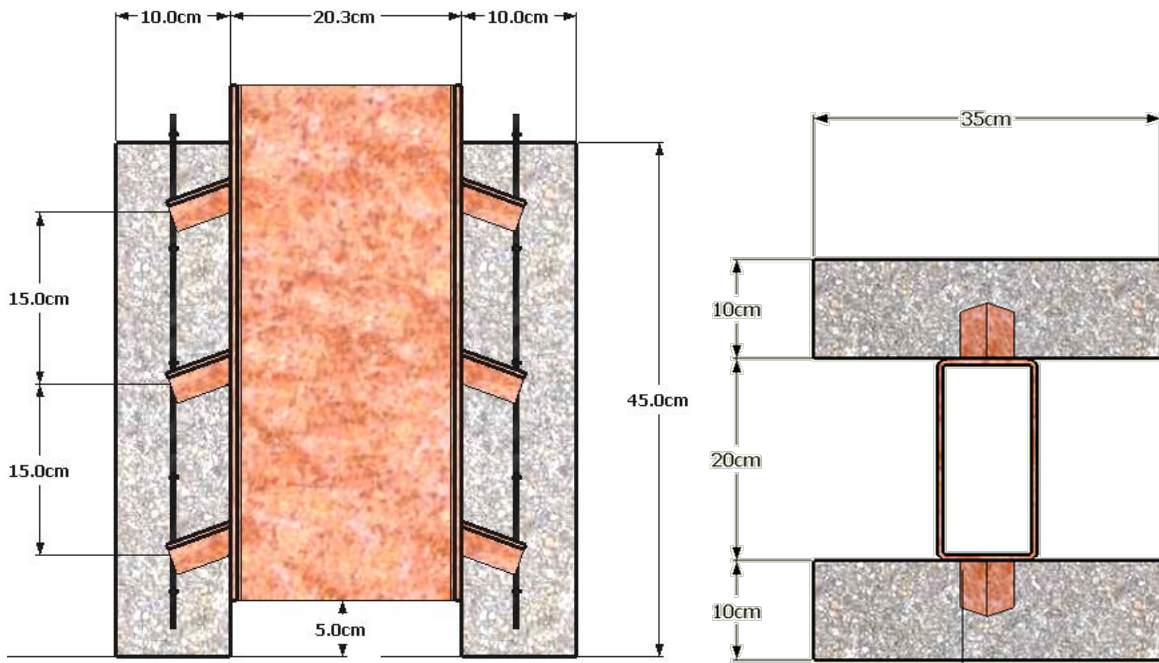


Figura 3.2: Secciones del espécimen experimental

En la Figura 3.2: Secciones del espécimen experimental se detallan las dimensiones utilizadas, nótese una distancia entre angulares de 15 cm, mientras que la distancia al borde mínima es de 10 cm. Al igual que en los casos ensayados anteriormente, la sección de concreto fue reforzada con varilla corrugada de 9.5 mm de diámetro, espacia entre 10 y 15 centímetros, con el objeto de asimilar las condiciones de refuerzo de una sobrelosa de concreto. Para que se dé tal transmisión

3.2.1.3 Forma de aplicación de la carga e instrumentación

En este tipo de ensayo se le aplica una carga a compresión a la viga de acero, la cual es transmitida a la superficie de soporte por las "alas" de concreto. Para que ocurra tal transmisión, los angulares soldados en el patín de la viga deben presionar el concreto, por lo que incurren en esfuerzos cortantes. Estas fuerzas, son el principal tema de estudio del trabajo, por lo que se hizo importante revisar, en el diseño del modelo, que todos los demás elementos tuvieran dimensiones y resistencia suficientes para evitar una falla en otro lugar que no fueran los conectores.

Como el principal objetivo del trabajo es obtener cargas máximas, y no así desplazamientos de los angulares, no se utilizaron deformímetros u otro tipo de

instrumentación sobre los angulares. Sin embargo sí se decidió adjuntar un medidor de deformación en el alma de la viga, para cuantificar el desplazamiento relativo entre el perfil de acero y las secciones de concreto, e indirectamente la deformación total de los seis angulares.

3.2.2. Construcción de los especímenes

3.2.2.1. Corte de sección HSS y soldadura de angulares

Se contrató el corte de la viga HSS en 12 secciones de 45 cm de largo, así como la soldadura de los seis angulares los patines de estas secciones. Se siguieron las recomendaciones registradas en la Tesis de Graduación de Ricardo Chacón, apuntalando los angulares en su posición, para luego hacer la soldadura de filete requerida, sin ocasionar daños por sobrecalentamiento.



Figura 3.3: Secciones con angulares soldados para especímenes 38.1 X 38.1 X 4.76.

Debe señalarse que el hecho de soldar los angulares con un cierto ángulo, provoca dificultades para el soldador, ya que el perímetro interno se llena fácilmente con escoria.

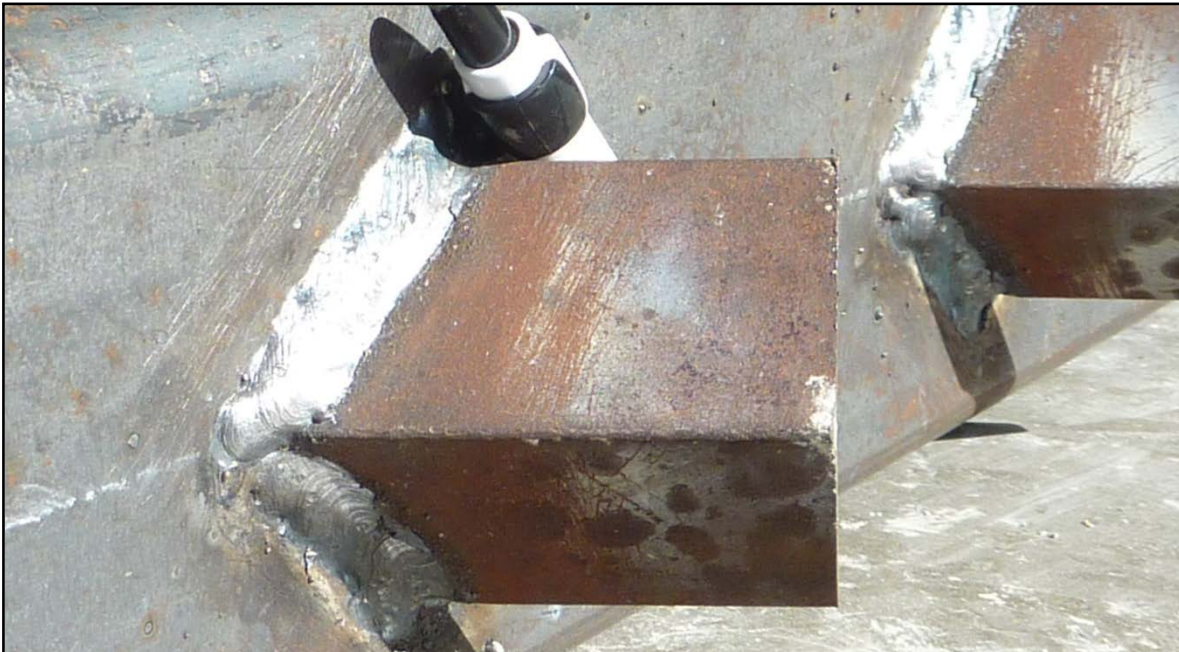


Figura 3.4: Registro de soldadura en angular 5 del espécimen 38.1 X 38.1 X 4.76 – 01.

Se hizo un registro fotográfico de la soldadura de cada uno de los angulares, en cada espécimen, por si se diera el caso de fallara algún angular en esta conexión, y para tener la posibilidad de evaluar visualmente lo ocurrido.

Cuadro 3.2. Etiquetado de los especímenes

Especímen
31.75 X 31.75 X 4.76 - 01
31.75 X 31.75 X 4.76 - 02
31.75 X 31.75 X 4.76 - 03
38.1 X 38.1 X 4.76 - 01
38.1 X 38.1 X 4.76 - 02
38.1 X 38.1 X 4.76 - 03
31.75 X 31.75 X 3.18 - 01
31.75 X 31.75 X 3.18 - 02
31.75 X 31.75 X 3.18 - 03
25.4 X 25.4 X 6.35 - 01
25.4 X 25.4 X 6.35 - 02
25.4 X 25.4 X 6.35 - 03

Para su manipulación durante las diferentes etapas del experimento, así como para facilitar la toma de datos, los doce especímenes se etiquetaron de la siguiente forma: primero se les dio el nombre de acuerdo a las dimensiones en milímetros del angular que se utilizó en su fabricación, y posteriormente se les numeró del uno al tres. De esta

manera se obtuvo cuatro grupos de especímenes, contando cada uno de ellos con tres muestras. En el Cuadro 3.2 se enlistan las etiquetas utilizadas.

3.2.2.2. Fabricación de armadura

Con varilla #3 se armó el refuerzo requerido para la sección de concreto que simula la losa ubicada por encima de la vigueta de acero. Se hicieron un total de 24 armaduras, espaciadas de modo que permitieran el acceso del concreto a la parte inferior de los angulares. También se prepararon "helados" para mantener la armadura separada de la formaleta.

En la Figura 3.5 se muestra una fotografía de las armaduras preparadas, previo a la colada de los especímenes.



Figura 3.5: Armadura de refuerzo de sección de concreto.

3.2.2.3. Preparación de formaleta

Basándose en la experiencia de las pruebas realizadas en esta línea de investigación, se preparó una formaleta un poco más rígida a las anteriores, de modo que el proceso de vibrado del concreto no desalineara la geometría de la misma.



Figura 3.6: Preparación de la formaleta.

A pesar de que se cumplió con el propósito, este diseño de formaleta presentó mucha mayor dificultad en el momento de desarmar los moldes, lo cual le quitó practicidad.

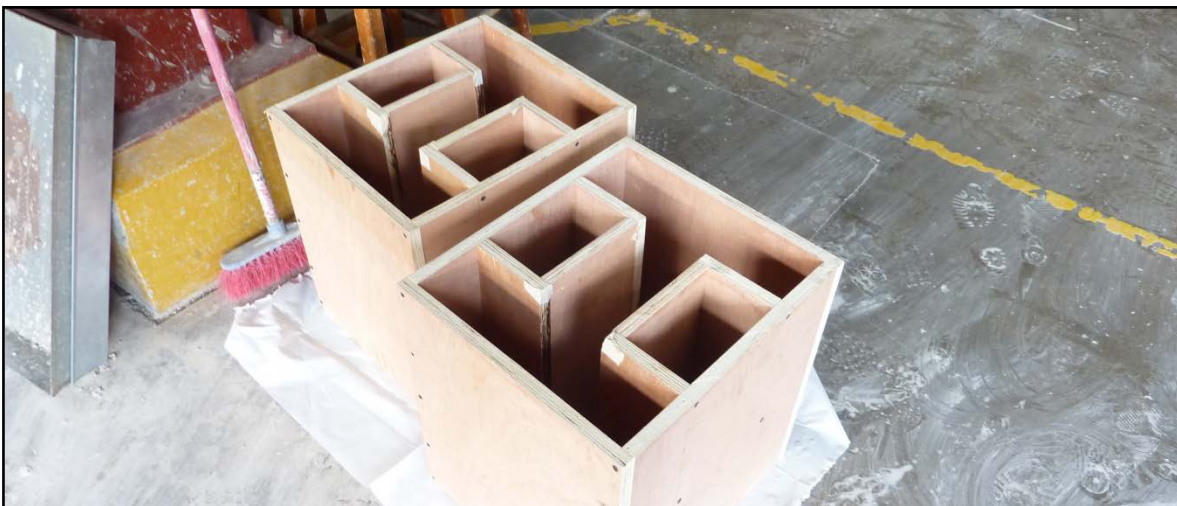


Figura 3.7: Fotografía de formaleta lista.

3.2.2.4. Colada de concreto

Se utilizó arena proveniente de guápiles, cuyas características fueron evaluadas previamente para hacer el diseño de mezcla, el cual también se probó varias veces antes de la colada de los especímenes. En la Figura 3.8 se muestra el material preparado antes de la colada de los modelos experimentales. Las proporciones fueron medidas por peso, proceso que brinda una mayor precisión en el momento de cuantificar los materiales.



Figura 3.8: Arena previamente pesada.

Se utilizó agregado grueso con un tamaño máximo de 19 mm, al igual que en el caso del agregado fino, sus características fueron obtenidas previamente a la realización del diseño de la mezcla. En la Figura 3.9 se muestra una fotografía del material ya pesado, antes de la preparación del concreto. El cemento utilizado fue de uso general.



Figura 3.9: Piedra previamente pesada.

Para mejorar y prolongar la fluidez del concreto, se utilizó un aditivo plastificante que facilitó el trabajo de colado de los especímenes. La acción de este también fue probada en los ensayos de mezcla hechos previamente, de modo que se revisó que no afectara considerablemente la resistencia a la compresión del concreto.

En la Figura 3.10 se ilustra uno de los modelos ya listo para la chorrea del concreto, nótese que el espacio es limitado, y dificulta la entrada del concreto, por lo que se utilizó un vibrador para asegurar un adecuado llenado de la formaleta, y principalmente de la parte inferior de los angulares.

En la Figura 3.12 se muestra un espécimen con el concreto aún fluido y mientras se le está aplicando el vibrador en la cara externa de la formaleta. En este proceso se aseguró que no se diera desagregación de los materiales de la mezcla, de modo que no afectara la resistencia del concreto.



Figura 3.10: Espécimen listo para la chorrea del concreto.



Figura 3.11: Espécimen colado.

Al igual que en los ensayos previos, se tomaron "testigos" de concreto mediante la colada de los cilindros de tamaño estándar de 150 mm de diámetro por 300 mm de altura. Estos permitieron obtener la resistencia a la compresión del concreto en el día de la falla de los especímenes.



Figura 3.12: Colada de cilindros de concreto para obtener resistencia del concreto.

3.2.2.5. Curado de los especímenes

Al no poder introducir los especímenes a la cámara de curado del laboratorio, por su peso y tamaño, los especímenes debieron rosearse con agua diariamente para posteriormente ser cubiertos con plástico, de modo que no se perdiera la humedad.

3.2.3. Falla de los especímenes

Tras alcanzar la resistencia requerida para los ensayos, cada uno de los especímenes se colocó en la Máquina Universal (MU-002) del Lanamme para aplicar la carga. En la Figura 3.13 se muestra un espécimen listo para el ensayo, como se puede notar, sobre la sección de acero se colocó una placa bastante rígida de acero, que permitió distribuir adecuadamente los esfuerzos en compresión aplicados por la cabeza de la máquina. A la derecha de la fotografía se muestra la computadora utilizada para registrar los datos de la carga aplicada, mientras que en la Figura 3.14 se ilustra el deformímetro utilizado para medir la deformación relativa, cuyos datos fueron tomados a mano a intervalos definidos.



Figura 3.13: Proceso de falla de los especímenes.



Figura 3.14: Ubicación del deformímetro.

Capítulo 4. Análisis de Resultados

4.1. Presentación de resultados obtenidos

A continuación se detallan los resultados obtenidos, tanto de los modelos probados, como aquellos derivados de los ensayos llevados a cabo en segundo plano.

4.1.1. Curvas de falla de los especímenes

Para cada espécimen probado, se obtuvo una curva de carga aplicada contra deformación, así como el valor máximo de la carga que soportó. A manera de ejemplo, en la Figura 4.1 se grafican las curvas de falla de tres modelos pertenecientes a un mismo grupo. En el Anexo D, se incluyen los resultados de todos los especímenes.

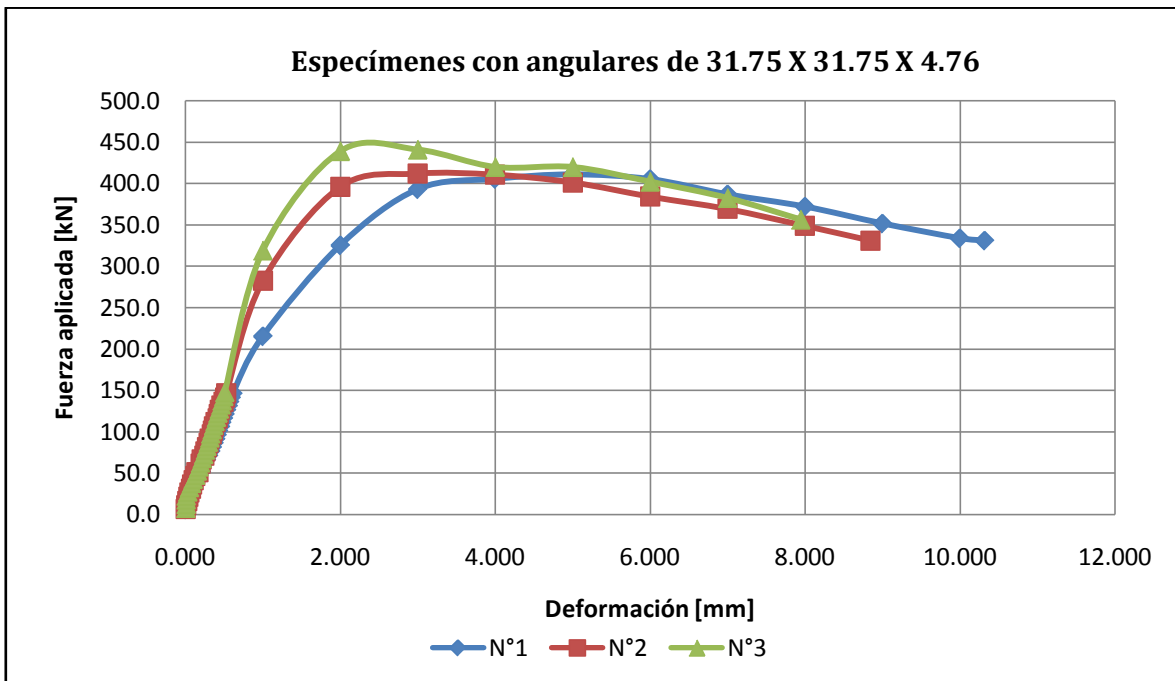


Figura 4.1: Curva de falla para especímenes con angulares de 31.75 X 31.75 X 4.76.

Para cada grupo de especímenes, por medio del cálculo de la desviación estándar y del coeficiente de variación, se obtuvo la variabilidad de los resultados de carga máxima.

Como se observa en el Cuadro 4.1, la variación entre los resultados de especímenes con las mismas características, está en un rango de 4% a 8% por lo cual se considera que los datos obtenidos son confiables.

Cuadro 4.1: Resultados: carga máxima y su coeficiente de variación.

Espécimen	Carga máxima P_{max}	$P_{max.prom}$	Desviación estándar s	Coefficiente de variación C_v
31.75 X 31.75 X 4.76 - 01	41 798 kg	42950.4 kg	1779.6 kg	4%
31.75 X 31.75 X 4.76 - 02	42 053 kg			
31.75 X 31.75 X 4.76 - 03	45 000 kg			
38.1 X 38.1 X 4.76 - 01	51 761 kg	49191.1 kg	2483.0 kg	5%
38.1 X 38.1 X 4.76 - 02	46 805 kg			
38.1 X 38.1 X 4.76 - 03	49 008 kg			
31.75 X 31.75 X 3.18 - 01	42390 kg	41526.2 kg	2715.4 kg	7%
31.75 X 31.75 X 3.18 - 02	38484 kg			
31.75 X 31.75 X 3.18 - 03	43705 kg			
25.4 X 25.4 X 6.35 - 01	39912 kg	37671.7 kg	3118.9 kg	8%
25.4 X 25.4 X 6.35 - 02	38994 kg			
25.4 X 25.4 X 6.35 - 03	34110 kg			

4.1.2. Carga máxima por angular

Tras obtener la carga máxima de cada espécimen, se aproximó la carga máxima soportada por cada conector, dividiendo la fuerza total entre la cantidad de conectores por ejemplar.

En el Cuadro 4.2 se presentan los resultados de cada uno de los modelos fallados, así como el promedio de los tres valores de especímenes de un mismo grupo.

Cuadro 4.2. Carga máxima tomada por angular

Especímen	P_n	P_{n.prom}
31,75X31,75X4,76 - 01	6966.3 kg	7158.4 kg
31,75X31,75X4,76 - 02	7008.9 kg	
31,75X31,75X4,76 - 03	7500.0 kg	
38,1X38,1X4,76 - 01	8626.8 kg	8198.5 kg
38,1X38,1X4,76 - 02	7800.8 kg	
38,1X38,1X4,76 - 03	8167.9 kg	
31,75X31,75X3,18 - 01	7064.9 kg	6921.0 kg
31,75X31,75X3,18 - 02	6414.0 kg	
31,75X31,75X3,18 - 03	7284.2 kg	
25,4X25,4X6,35 - 01	6652.0 kg	6278.6 kg
25,4X25,4X6,35 - 02	6499.0 kg	
25,4X25,4X6,35 - 03	5684.9 kg	

4.1.3. Análisis visual de la falla

Tras realizar una inspección visual de los elementos fallados, se encontraron indicios de varios modos posibles en que se alcanza la resistencia última de los conectores.

4.1.3.1 Falla del concreto

Se registraron fallas por cono de concreto en todos los especímenes. Como se observa en la Figura 4.2, la superficie de fractura nace del extremo de los angulares y se desarrolla en forma triangular hasta alcanzar el borde de la sección de concreto.

En la Figura 4.3 se observa la forma triangular de la falla en el plano de la superficie de concreto.



Figura 4.2: Cono de concreto. Espécimen 31.75 X 31.75 X 3.18 – 02



Figura 4.3: Cono de concreto. Espécimen 25.4 X 25.4 X 6.35 – 02.

4.1.3.2 Deformación del angular

En general, la deformación que sufrieron los angulares en todos los modelos fue relativamente pequeña. Según lo esperado, los angulares que presentaron mayor deformación fueron aquellos con un área transversal menor, específicamente los del grupo de 31.75 X 31.75 X 3.18.

En la Figura 4.4 se presenta uno de los angulares del espécimen '31.75 X 31.75 X 4.76 – 03', en el cual se observa una leve deformación por flexión a lo largo de su eje longitudinal. También se observaron deformaciones de las alas de los angulares hacia los lados, o lo que es lo mismo, una tendencia de sus alas a abrirse.



Figura 4.4: Leve deformación en el angular. Especímen 31.75 X 31.75 X 4.76 – 03.

4.1.3.3 Falla del material base

En aquellos especímenes que presentaban angulares con un área transversal más pequeña, se notaron inicios de ruptura en la conexión. Esta falla es producto de los esfuerzos de tensión generados en la zona tras la deformación de las alas del angular.



Figura 4.5: Ruptura del material base. Espécimen 31.75 X 31.75 X 3.18 - 01.



Figura 4.6: Ruptura del material base. Espécimen 25.4 X 25.4 X 6.35 - 01.

4.1.3.4 Pandeo local del patín de la viga

No se observaron indicios de una falla por pandeo local del ala de la viga de acero HSS. Esta situación es consistente con lo esperado, ya que la viga es compacta y presenta una alta resistencia del acero.

En la Figura 4.7 se ilustra una sección de la viga HSS después de haberse dado la falla de los elementos, como se puede notar, la sección permaneció intacta y sin deformaciones de importancia.



Figura 4.7: Sección HSS tras la falla. Espécimen 31.75 X 31.75 X 3.18 – 03.

4.1.4. Resultados de variables independientes

4.1.4.1 Ajuste de área transversal de los angulares

Con los datos obtenidos de la medición manual del espesor y largo de ala de los angulares, se ajustaron los datos del área transversal para cada tamaño de angular. En el Cuadro 4.3 se observan los valores de área teórica, los valores corregidos y la diferencia porcentual obtenida tras las mediciones.

Cuadro 4.3: Área transversal de los angulares corregida.

Especímenes	Área teórica A_{sc}	Área corregida A_{sc}	Diferencia
31.75 X 31.75 X 4.76	2.80 cm ²	2.77 cm ²	-1%
38.1 X 38.1 X 4.76	3.40 cm ²	3.12 cm ²	-8%
31.75 X 31.75 X 3.18	1.92 cm ²	1.87 cm ²	-3%
25.4 X 25.4 X 6.35	2.83 cm ²	2.67 cm ²	-6%

Durante el análisis cuantitativo de los resultados, se trabajó con los valores del área corregida.

4.1.4.2 Falla de cilindros de concreto

Con el objetivo de conocer la resistencia a la compresión del concreto, se realizaron fallas de cilindros de concreto para cada grupo de especímenes. Los resultados se presentan en el Cuadro 4.4 para cada grupo de especímenes.

Cuadro 4.4: Resultados de resistencia a la compresión del concreto

Grupo de especímenes	Resistencia a la compresión f'_c
31.75 X 31.75 X 4.76	260.63 kg/cm ²
38.1 X 38.1 X 4.76	231.03 kg/cm ²
31.75 X 31.75 X 3.18	253.95 kg/cm ²
25.4 X 25.4 X 6.35	238.55 kg/cm ²
Promedio	246 kg/cm ²

4.1.4.3 Prueba en tensión del acero de los angulares

Se realizaron pruebas en tensión para obtener la resistencia a la fluencia y el esfuerzo último de los angulares de acero. De igual manera se obtuvo la resistencia del acero de la sección de viga HSS.

En cada ensayo, a partir de la gráfica esfuerzo-deformación, se obtuvo el esfuerzo a la fluencia del acero, el cual corresponde con el plató de la curva. Con el valor de la carga máxima soportada en tensión se pudo calcular el esfuerzo último del material.

En la Figura 4.8 se ilustra una de las curvas esfuerzo-deformación obtenidas, para el caso de los angulares de dimensiones de 31.75 X 31.75 X 4.76 mm.

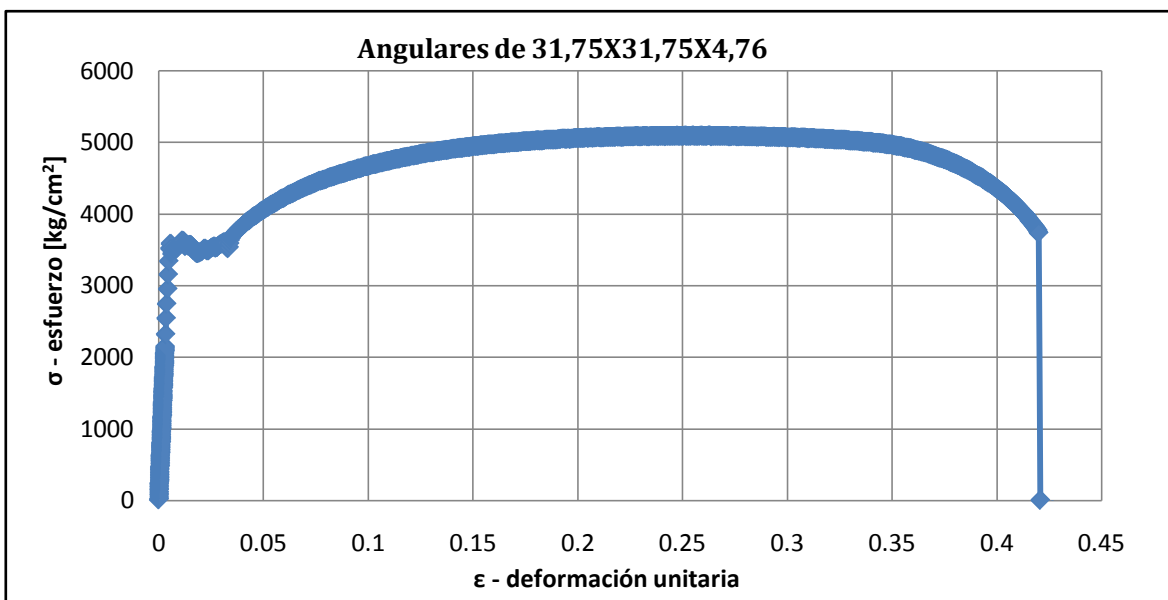


Figura 4.8: Curva esfuerzo-deformación para angulares de 31.75 X 31.75 X 4.76.

A continuación se presentan los resultados de esfuerzo de fluencia y esfuerzo último para cada grupo de angulares (Cuadro 4.5). Para efectos de facilitar la lectura, los datos también se presentan en unidades del sistema inglés.

Cuadro 4.5: Resultados de los ensayos de tensión para los angulares.

Angulares	Esfuerzo de fluencia F_y		Esfuerzo último F_u		Elongación μ
31.75 X 31.75 X 4.76	3,534 kg/cm ²	50.3 ksi	5,098 kg/cm ²	72.5 ksi	36%
38.1 X 38.1 X 4.76	4,078 kg/cm ²	58.0 ksi	5,504 kg/cm ²	78.3 ksi	29%
31.75 X 31.75 X 3.18	3,831 kg/cm ²	54.5 ksi	4,945 kg/cm ²	70.3 ksi	31%
25.4 X 25.4 X 6.35	3,105 kg/cm ²	44.2 ksi	4,260 kg/cm ²	60.6 ksi	42%
Promedio	3,637 kg/cm²	51.7 ksi	4,952 kg/cm²	70.4 ksi	35%

En el caso de la viga HSS, por tratarse de un acero con características diferentes, la curva esfuerzo-deformación no presenta una zona de esfuerzo constante, o "plateau" (Figura 4.9). Dada esta situación se recurrió a otra metodología para obtener el esfuerzo a la fluencia característico de este material, la cual consiste en trazar una línea paralela a la zona elástica partiendo de una deformación unitaria del 0.2% y hasta alcanzar la curva.

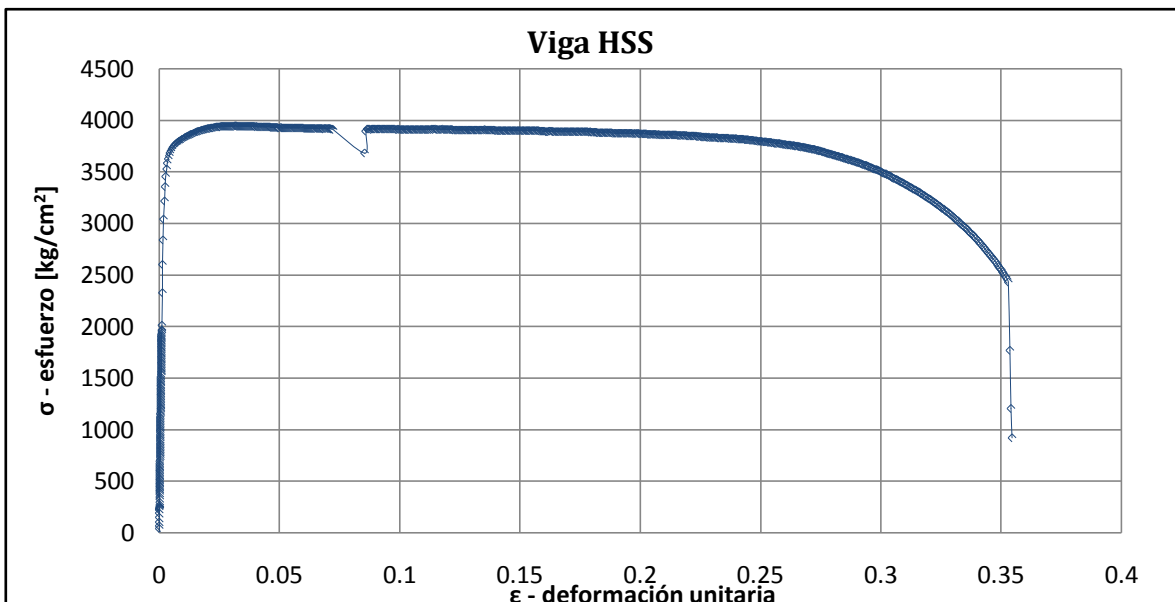


Figura 4.9: Curva esfuerzo-deformación de viga HSS.

En el Cuadro 4.6 se presenta el resultado para la prueba en tensión de la viga de acero HSS.

Cuadro 4.6: Resultado del ensayo en tensión para la viga HSS

Elemento	Esfuerzo de fluencia F_y		Esfuerzo último F_u		Elongación μ
Viga HSS	3,696 kg/cm ²	52.6 ksi	3,946 kg/cm ²	56.1 ksi	34%

Comparación con los valores teóricos

Tras obtener los resultados correspondientes al esfuerzo de fluencia y al esfuerzo último del acero de los angulares, los valores fueron comparados contra el valor teórico esperado.

Según la expectativa, los angulares deben tener una resistencia a la fluencia de aproximadamente 2530 kg/cm². Como se puede observar en la memoria de cálculo del Anexo C, los valores experimentales fueron mayores en todos los casos, teniendo un aumento porcentual de entre 23% y 61%. En promedio la resistencia fue 44% mayor a la esperada.

En el caso de la resistencia última, el valor esperado está entre 4080 kg/cm² y 5620 kg/cm². Los resultados obtenidos están 4% y 35% por encima del límite inferior. En promedio el esfuerzo último fue 21% mayor a los 4080 kg/cm² mencionados.

En el caso de la viga HSS, el esfuerzo de fluencia obtenido fue 14% mayor al esperado, mientras que el valor del esfuerzo último estuvo 3% por debajo del valor teórico.

Comparación de todos los datos de la línea de investigación

Al hacer el mismo análisis para todas las probetas de acero que se han probado durante la presente línea de investigación, se encontró que en promedio la resistencia a la fluencia de los angulares es 35% mayor a la especificada por el AISC, mientras que el esfuerzo último se encuentra 15% por encima del límite inferior utilizado para el diseño.

4.1.4.4 Variabilidad de las variables independientes

Con el objetivo de conocer la incidencia que puede tener cada una de las variables independientes en el cálculo de una ecuación de diseño, se obtuvo la variabilidad porcentual de cada una de ellas. El resultado del coeficiente de variabilidad se presenta en el Cuadro 4.7, para cada una de las variables.

Cuadro 4.7: Variabilidad de variables independientes

Especímenes	A_{sc} (cm²)	f'_c	F_y	F_u
31,75X31,75X4,76	2.77 cm ²	260.6 kg/cm ²	3533.9 kg/cm ²	5098.0 kg/cm ²
38,1X38,1X4,76	3.12 cm ²	231.0 kg/cm ²	4077.9 kg/cm ²	5504.3 kg/cm ²
31,75X31,75X3,18	1.87 cm ²	254.0 kg/cm ²	3831.1 kg/cm ²	4944.9 kg/cm ²
25,4X25,4X6,35	2.67 cm ²	238.6 kg/cm ²	3104.3 kg/cm ²	4259.8 kg/cm ²
Promedio	2.61 cm ²	246.0 kg/cm ²	3636.8 kg/cm ²	4951.7 kg/cm ²
Desviación	0.53 cm ²	13.6 kg/cm ²	418.9 kg/cm ²	518.2 kg/cm ²
Variación	20%	6%	12%	10%

Como se observa en el Cuadro 4.7 el área transversal presenta la variabilidad más alta, con un 20%. Por esta razón, en el momento de utilizarla para la obtención de una ecuación de diseño, esta será la variable con una incidencia más alta en los resultados.

Si se revisa la variabilidad de los esfuerzos a la compresión del concreto, se nota que porcentualmente solo varía en 6 unidades. Esta situación es consistente con la intención original de mantener esta variable prácticamente como una constante.

Los esfuerzos de fluencia y últimos, presentan una variabilidad del 12% y 10% respectivamente. La variabilidad de estos datos depende de las existencias de material que haya en el mercado nacional, y no pudo ser modificada durante el experimento.

4.2. Elaboración de ecuaciones de diseño

Una vez recopilados todos los resultados de laboratorio, se procedió a elaborar una posible ecuación de diseño de los angulares como conectores.

4.2.1. Selección de coeficientes de diseño

Basándose en la ecuación de diseño dada por la especificación del AISC para el cálculo de la resistencia de los conectores tipo espiga lisa, se seleccionaron los coeficientes en términos de los cuales se busca que se derive una ecuación de diseño para los conectores tipo angular.

El primer coeficiente seleccionado, fue la variable dada por la multiplicación del área transversal del angular y la raíz de la resistencia del concreto, $A_{sc}\sqrt{f'_c}$, tal como se utiliza en el lado izquierdo de la Ecuación 2-1, dada por la especificación AISC 360-10.

En segunda instancia se decidió utilizar el múltiplo del área transversal de los angulares y el esfuerzo último del acero de los mismos, $A_{sc}F_u$. Este coeficiente es similar al utilizado por la segunda parte de la Ecuación 2-1, dada en el código mencionado.

Aprovechando que se conocían sus valores, y tras observar a lo largo de esta línea de investigación, que una de las posibles fallas que se da en los angulares, es por flexión, se decidió utilizar también la resistencia a la fluencia, valor relacionado en el diseño con este tipo de estado límite. Al igual que en los casos señalados anteriormente, esta variable se

multiplicó por el área transversal de los elementos, para utilizar el múltiplo como coeficiente en la ecuación de diseño.

4.2.2. Obtención de curvas de mejor ajuste

Una vez que se conocieron todas las variables, se procedió a graficar cada uno de los coeficientes de diseño seleccionados contra la capacidad obtenida en los ensayos. Posteriormente se probaron varios tipos de regresiones simples, hasta que se obtuvo la curva de mejor ajuste para los datos graficados. En todos los casos, la curva que mejor se adaptó a los puntos, fue una ecuación lineal de la forma $y=mx+b$.

Para la selección de la forma de la ecuación de las curvas de mejor ajuste, no solo se utilizó el coeficiente de determinación R^2 , si no, que también se comprobó que las ecuaciones fueran efectivas para obtener los valores de capacidad de los angulares. Esta comprobación se detalla más adelante.

4.2.2.1. Utilización de $A_{sc} \sqrt{f'_c}$ como coeficiente de diseño

Inicialmente se graficó el coeficiente $A_{sc} \sqrt{f'_c}$ contra los datos de capacidad, de los angulares, obtenidos en las pruebas. Se obtuvo una ecuación lineal de la forma:

$$P_{n1} = 50.51 (A_{sc} \sqrt{f'_c}) + 5078 \quad (4 - 1.)$$

Como se observa en la gráfica, el coeficiente de determinación R^2 presenta un valor de 0.24, el cual se estima como deficiente por estar alejado de la unidad (Figura 4.10). A pesar de que una curva de tipo polinomial tendría un coeficiente de ajuste mucho mejor, esta se descartó por no tener sentido físico, ya que su resultado indicaría que conforme se disminuye el área transversal de los angulares, la resistencia de los conectores aumenta.

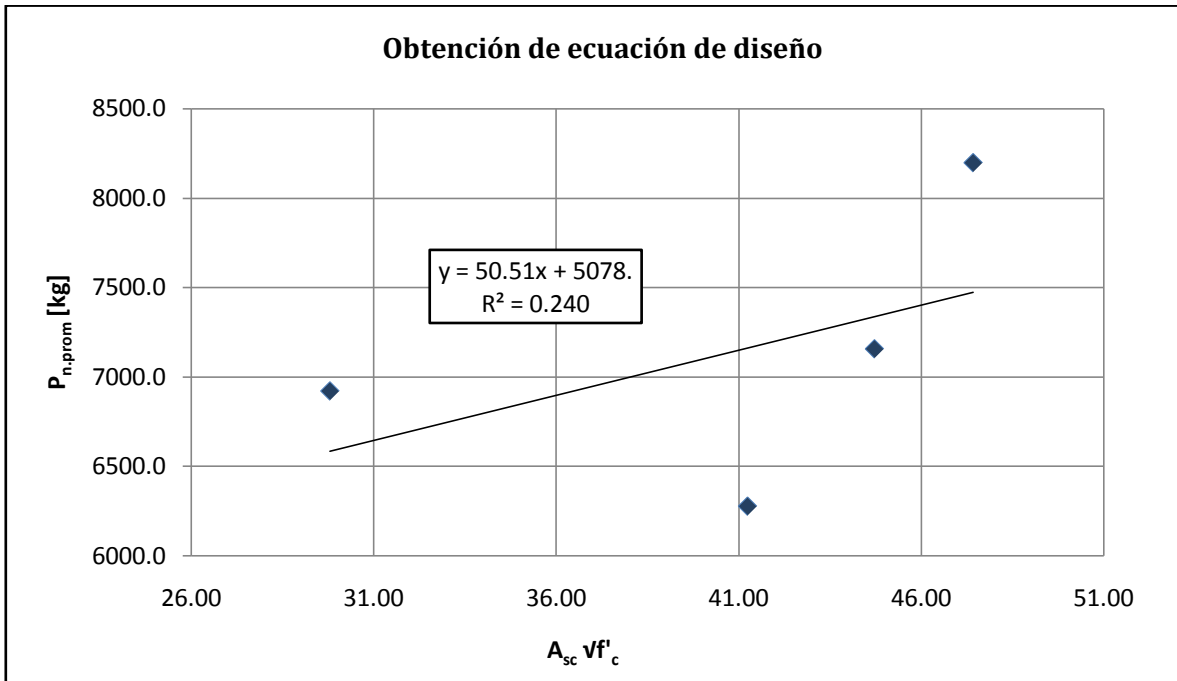


Figura 4.10: Curva de mejor ajuste para el coeficiente $A_{sc} \sqrt{f'_c}$

4.2.2.2. Utilización de $A_{sc} F_y$ como coeficiente de diseño

En segunda instancia, se graficaron los valores de $A_{sc} F_y$ contra los correspondientes valores de capacidad obtenidos en los ensayos. En este caso la ecuación lineal obtenida fue:

$$P_{n2} = 0.285 (A_{sc} F_y) + 4426 \quad (4 - 2.)$$

Como se observa en la Figura 4.11, se presentó una mejoría en el ajuste de la recta, presentando un coeficiente R^2 igual a 0.743, más cercano a la unidad. Esto es consistente con la variabilidad que presenta el coeficiente, la cual es mayor a la de $A_{sc} \sqrt{f'_c}$.

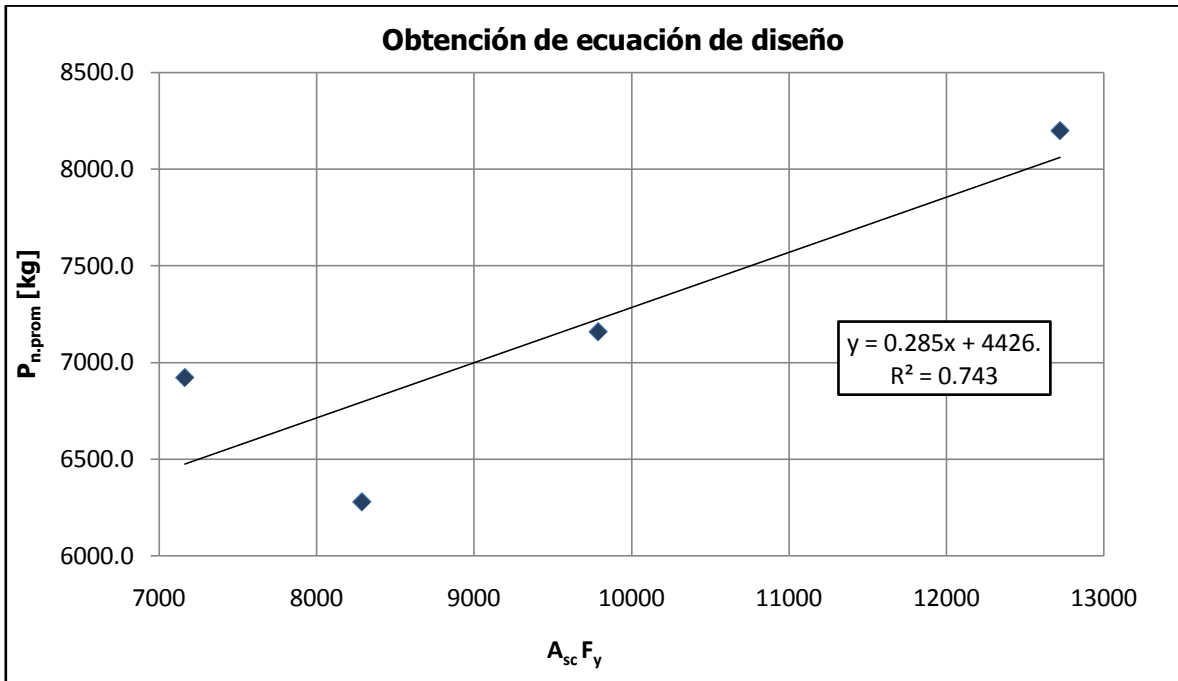


Figura 4.11: Curva de mejor ajuste para el coeficiente $A_{sc} F_y$

4.2.2.3. Utilización de $A_{sc} F_{ur}$ como coeficiente de diseño

El último coeficiente analizado fue $A_{sc} F_{ur}$ para el cual se obtuvo la siguiente ecuación lineal:

$$P_{n3} = 0.188 (A_{sc} F_y) + 4697 \quad (4 - 3.)$$

Según lo presentado en la Figura 4.12, El coeficiente R^2 tuvo un valor de 0.655.

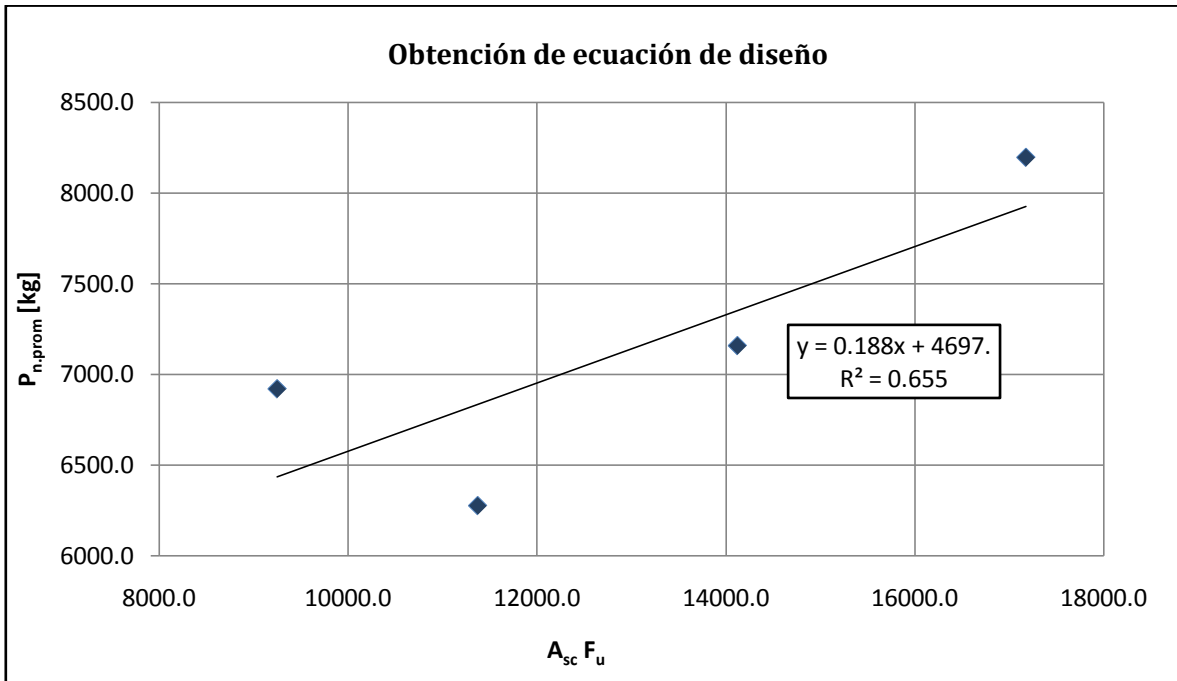


Figura 4.12: Curva de mejor ajuste para el coeficiente $A_{sc} F_u$

4.2.3. Evaluación de las ecuaciones obtenidas

Con el objetivo de comprobar la efectividad de cada una de las ecuaciones preliminares, se evaluaron los resultados que se obtendrían, al utilizarlas bajo un escenario de diseño.

En un caso normal el diseñador tendría como valores constantes: la resistencia a la compresión del concreto y los esfuerzos últimos y de fluencia del acero, quedando por calcular las dimensiones de los angulares, necesarias para obtener una capacidad específica. Por esta razón, se graficó la capacidad que se obtendría, por angular, para diferentes áreas transversales de los conectores, manteniendo los demás valores constantes. Para facilitar la observación, el rango de valores graficados en las figuras, abarca desde las áreas de 1.5 cm^2 , hasta los 4.5 cm^2 ; sin embargo todos los valores porcentuales que se mencionan, se calculan para el promedio de los resultados limitados por los 1.5 cm^2 y los 3.6 cm^2 , este último valor corresponde al máximo tamaño de angular probado en los experimentos.

Este análisis se hizo para dos posibles escenarios. En la primera situación (Figura 4.13), se utilizó una resistencia del concreto de 246 kg/cm^2 , correspondiente al promedio de los

datos del experimento; también se consideraron los valores reales de la capacidad del acero de los angulares. En la segunda condición (Figura 4.14), se usó una resistencia típica del concreto igual a 210 kg/cm^2 , y se utilizaron los valores de esfuerzos últimos y de fluencia del acero que se elegirían a partir de los datos teóricos.

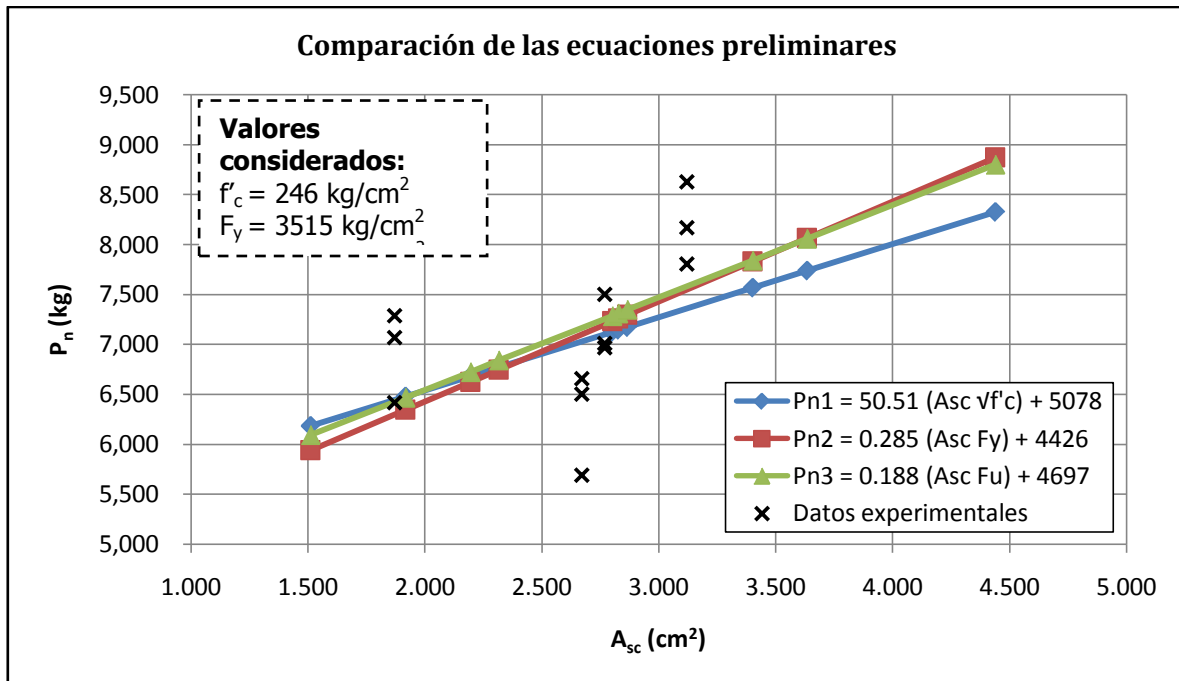


Figura 4.13: 1^{er} escenario: propiedades aproximadas a las experimentales

Según el primer escenario, si el diseñador conociera las propiedades del acero que se vende actualmente en el mercado nacional y se utilizaran estos valores para el diseño, cualquiera de las tres ecuaciones daría un valor similar de resistencia y cercano al promedio de los resultados del experimento.

De este modo, se comprueba gráficamente que las ecuaciones se ajustan al promedio de los resultados.

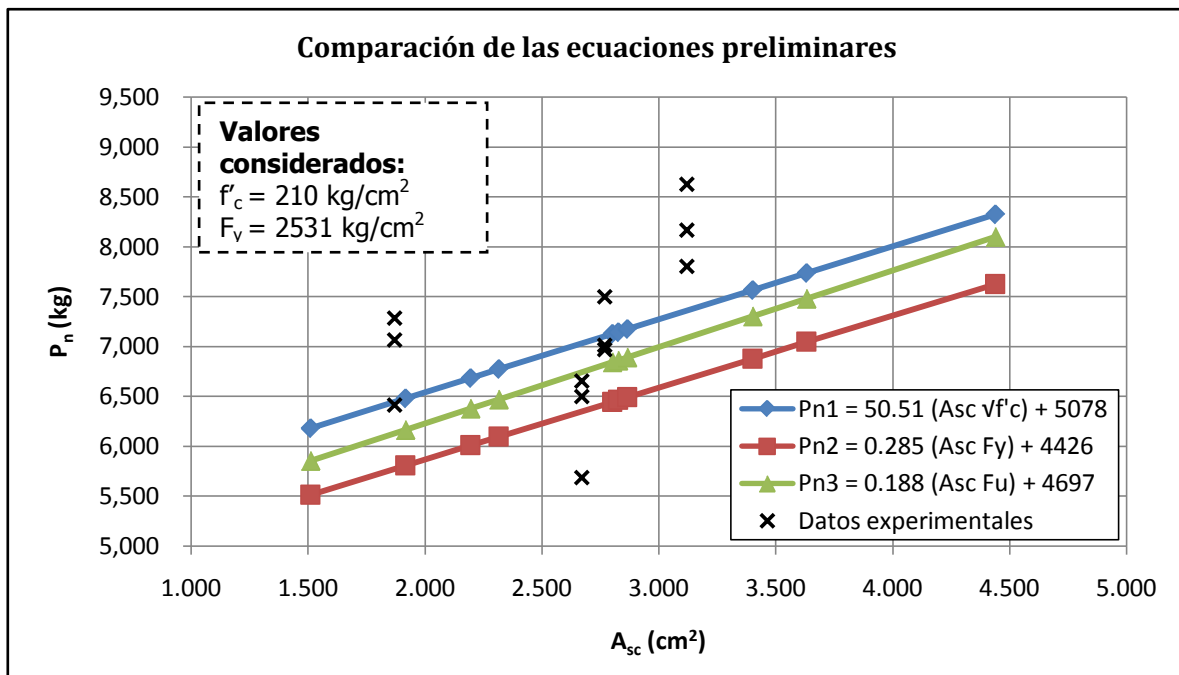


Figura 4.14: 2^{do} escenario: propiedades teóricas de diseño

El segundo escenario muestra que, si se mantienen los valores actuales de resistencia real del acero, y se utilizan los valores teóricos para diseñar, la ecuación de diseño dependiente de la resistencia a la fluencia F_y , daría los valores más conservadores con respecto al promedio de los resultados.

En el segundo contexto (Figura 4.14), las diferencias entre ecuaciones se hacen más notables. Por ejemplo, la ecuación dependiente del esfuerzo de fluencia, daría resultados de entre el 8% y el 11% menores, con respecto de la capacidad que indicaría la ecuación dependiente de la resistencia del concreto.

Si se comparan los resultados de la ecuación cuyo coeficiente es $A_{sc}F_y$, entre ambos escenarios, se calcula que en el segundo caso, la ecuación daría una disminución de entre el 7% y el 13% en la capacidad de los conectores. Ha de notarse que entre ambos escenarios, la resistencia a la fluencia disminuye en un 28%, mientras que, según estos datos, la capacidad de los conectores disminuiría en promedio solamente 10%.

4.2.4. Análisis de influencia de las variables de resistencia

A continuación se hace un análisis por inspección de la incidencia de las diferentes variables independientes sobre los resultados finales.

Como se puede deducir de la Figura 4.15, en el caso de la resistencia a la compresión del concreto, la poca variabilidad de sus datos produce que no tenga una alta incidencia en la resistencia del conector, pues si se observa el último grupo de datos, se nota que este presenta la más baja resistencia del concreto, y aún así, es el que tiene la mayor capacidad por conector. Este resultado coincide con lo esperado pues el valor de f'_c es prácticamente una constante en el análisis.

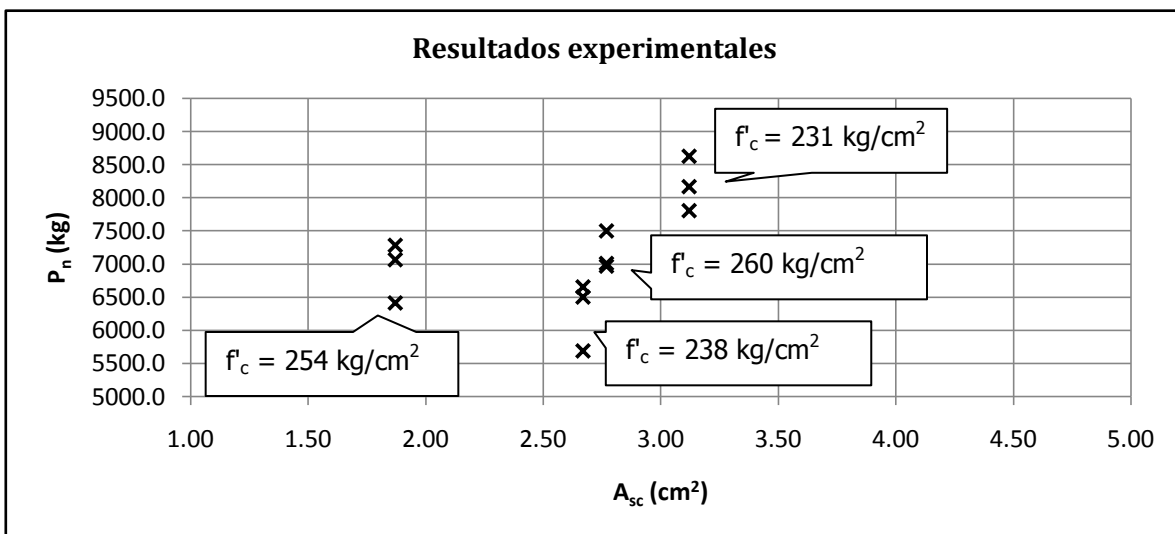


Figura 4.15: Influencia de la resistencia del concreto.

Si se observan los datos experimentales graficados, el segundo grupo de puntos, es a la vez, el que presenta una menor capacidad de los angulares y un menor esfuerzo de fluencia de su acero (Figura 4.16). Volviendo al análisis del segundo escenario (Figura 4.14), se nota que, aún utilizando un esfuerzo a la fluencia menor al de este grupo de datos, la resistencia dada por la recta sigue siendo más alta que su promedio, por lo que la curva podría no ser todavía, lo suficientemente conservadora.

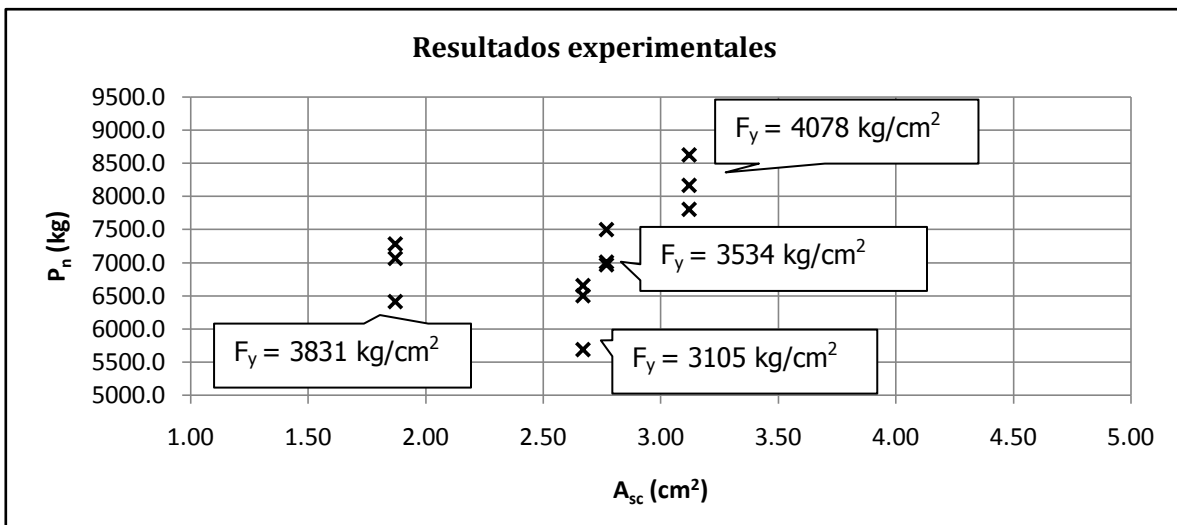


Figura 4.16: Influencia de la resistencia del acero: esfuerzo de fluencia.

El caso del esfuerzo último, es similar al caso de la capacidad a la fluencia. Si se utiliza la ecuación dependiente de esta variable, con un valor incluso menor al del segundo grupo de datos (Figura 4.14), aún así no se disminuye suficiente la capacidad dictada por la recta para alcanzar el promedio de estos datos, cuyo esfuerzo último corresponde a 4260 kg/cm² (Figura 4.17).

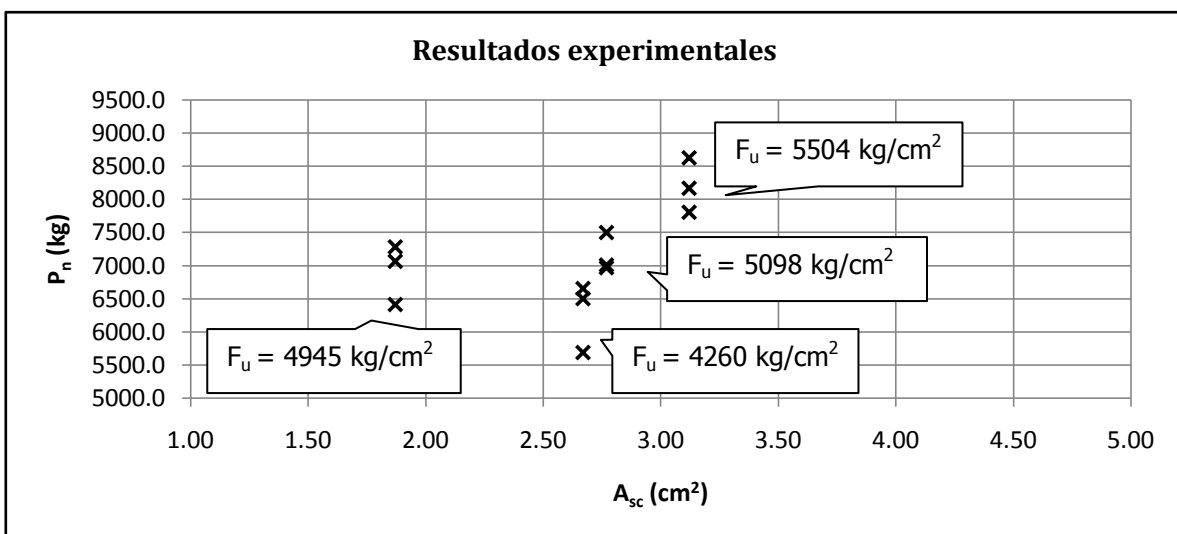


Figura 4.17: Influencia de la resistencia del acero: esfuerzo último.

4.2.5. Corrección de las ecuaciones

Con el objetivo de cerciorar que las ecuaciones sean seguras desde el punto de vista de diseño, se hizo el siguiente análisis y se aplicó una corrección a cada una de las curvas. El proceso se hizo por separado para cada uno de los coeficientes utilizados.

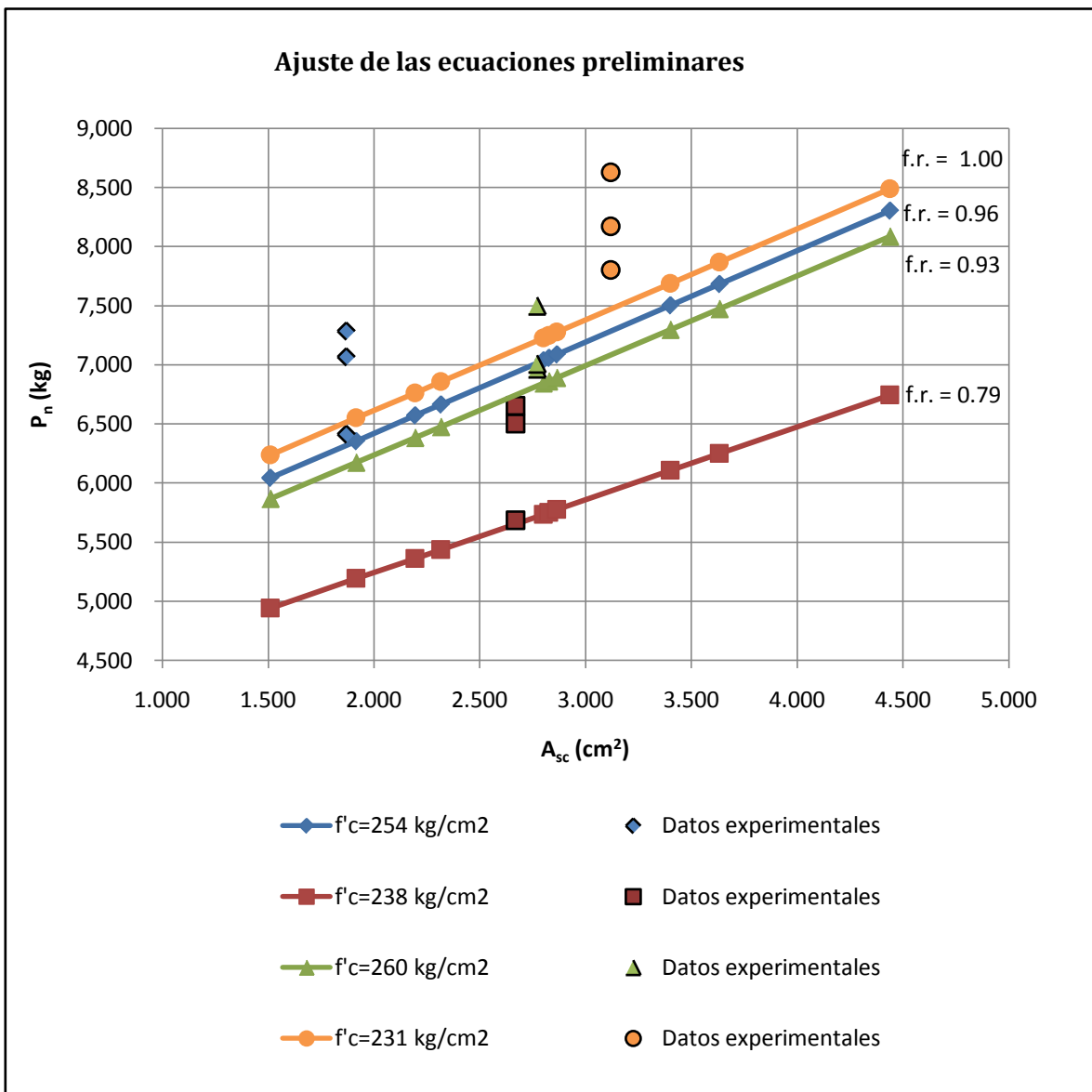


Figura 4.18: Ajuste de ecuación dependiente de $A_{sc}\sqrt{f'_c}$.

Se graficó cada curva obtenida, a partir de los valores de la variable independiente correspondiente a cada grupo de resultados. De este modo cada línea graficada se pudo asociar con un grupo de datos específicos.

En cada uno de los casos, se aplicó un factor de disminución a las curvas, y se fue modificando hasta que todos los grupos de valores experimentales quedaran por encima de su curva correspondiente. Luego se escogió el menor de estos factores obtenidos, para corregir cada una de las tres ecuaciones obtenidas previamente.

En la Figura 4.18 se presenta un gráfico con las curvas reducidas con cada factor asociado, este caso corresponde con la ecuación dependiente de la resistencia del concreto. Como se observa, el factor de reducción más severo que se utilizó corresponde a 0.79 y estuvo dictado por el segundo grupo de resultados.

Tras obtener los factores de reducción críticos para cada caso, se procedió con la corrección de las ecuaciones obtenidas con anterioridad.

4.2.5.1. Curva de coeficiente $A_{sc} \sqrt{f'_c}$ corregida

Como se ilustró, el factor de reducción seleccionado para la corrección de esta ecuación tuvo un valor de 0.79, por lo que la ecuación corregida quedó de la siguiente forma:

$$P_{n1} = 39.90 (A_{sc} \sqrt{f'_c}) + 4012 \quad (4 - 4.)$$

4.2.5.2. Curva de coeficiente $A_{sc} F_y$ corregida

En este caso, el factor de reducción menor tuvo una magnitud de de 0.84.

$$P_{n2} = 0.239 (A_{sc} F_y) + 3718 \quad (4 - 5.)$$

4.2.5.3. Curva de coeficiente $A_{sc} F_u$ corregida

Para el último caso, el factor de reducción seleccionado fue de 0.83.

$$P_{n3} = 0.156 (A_{sc} F_u) + 3899 \quad (4 - 6.)$$

4.2.6. Selección de la ecuación

Una vez corregidas las curvas, estas se volvieron a comparar en los dos escenarios expuestos anteriormente. Teniendo certeza de que las curvas son seguras, para cada variable, quedó por analizar si alguna de las tres siempre daba resultados más conservadores que las otras dos.

Se observa que para cada escenario, la ecuación que da los resultados más conservadores es diferente. En el primer caso, la ecuación dependiente de la resistencia del concreto daría los valores mínimos, mientras que para la segunda situación, la capacidad de los conectores estaría dada por la ecuación dependiente del esfuerzo de fluencia.

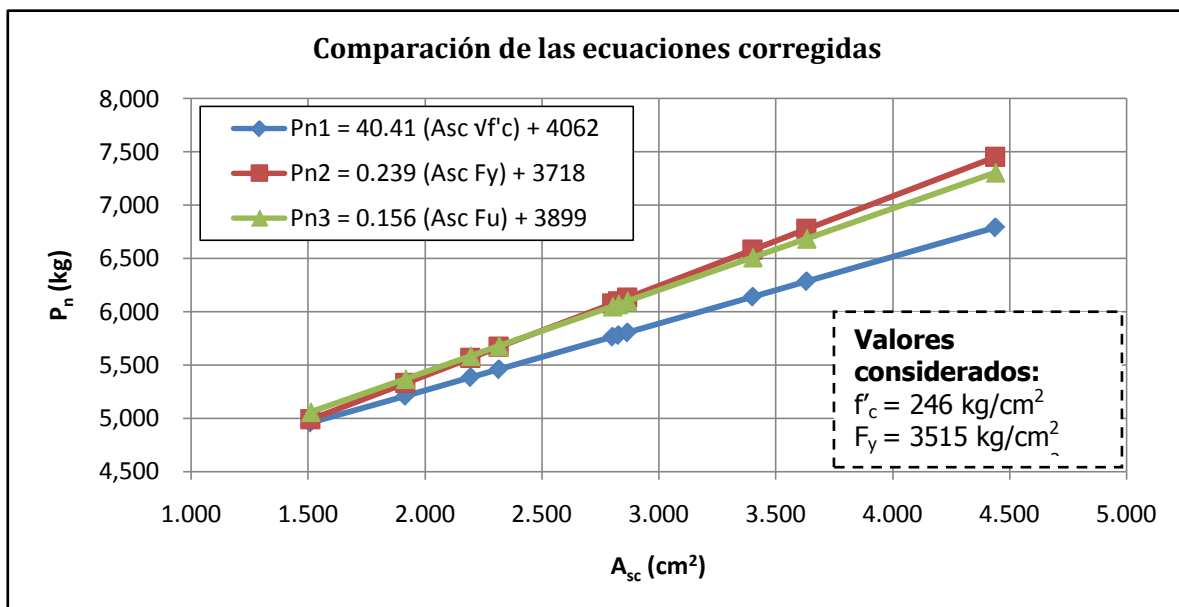


Figura 4.19: 1^{er} escenario: propiedades aproximadas a las experimentales

En el primer escenario la ecuación más conservadora presenta valores de entre 1% y 8% más bajos que la ecuación cuyo coeficiente es $A_{sc} F_y$.

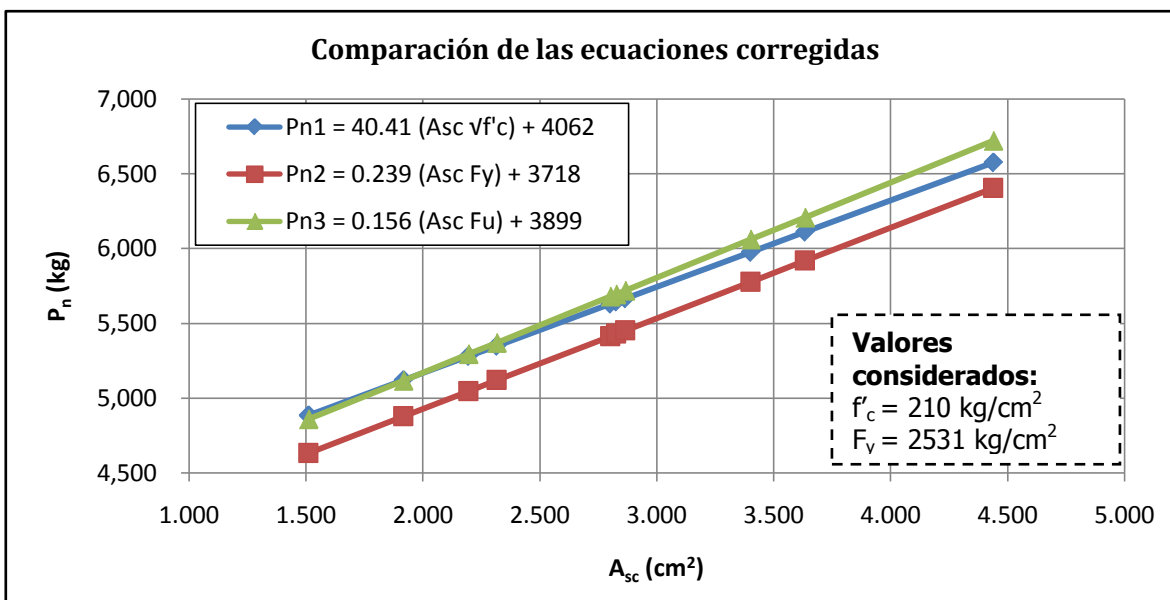


Figura 4.20: 2^{do} escenario: propiedades teóricas de diseño

En el segundo escenario la ecuación dependiente del esfuerzo de fluencia presenta valores de entre 4% y 6% más bajos que la ecuación cuyo coeficiente depende de f'_c .

Se recomienda entonces una ecuación de la forma:

$$P_n = 39.90 (A_{sc} \sqrt{f'_c}) + 4012 \leq 0.239 (A_{sc} F_y) + 3718 \quad (4 - 7.)$$

4.2.7. Elaboración de ecuaciones de diseño con datos de pruebas previas

El análisis, a partir del cual se obtuvo la ecuación recomendada, se repitió para los resultados obtenidos en las pruebas previas hechas para esta línea de investigación. Este proceso se realizó con el fin de incluir la afectación que pueden tener la variable del esfuerzo de fluencia, y el esfuerzo último del acero de los angulares; así como para poder comparar los resultados obtenidos.

Se obtuvo una ecuación recomendada, a partir de las pruebas hechas con vigas IPN del estudio de María Gabriela Durán, y otra para el caso de los experimentos realizados por Ricardo Chacón, con tubos de sección rectangular de fabricación nacional. Finalmente, se obtuvo una ecuación a partir de los datos obtenidos en los tres estudios.

La obtención de las ecuaciones a partir de las curvas de mejor ajuste, así como la evaluación de sus resultados y las correcciones hechas, se encuentran adjuntas al presente documento en el Anexo E. A continuación se presentan las ecuaciones recomendadas según el caso:

4.2.7.1. Resultado de datos obtenidos en pruebas de vigas IPN

En el caso de las ecuaciones obtenidas a partir del estudio de angulares como conectores de cortante en vigas de sección IPN, las ecuaciones que fueron más conservadoras, al hacer el análisis de los dos escenarios, fueron aquellas cuyos coeficientes estaban en términos del esfuerzo a la fluencia y el esfuerzo último del acero de los angulares. Como resultado, se recomienda la siguiente ecuación, siempre y cuando se tenga una resistencia del concreto superior a 210 kg/cm²:

$$P_{n.IP\text{N}} = 14.75 (A_{sc} F_y)^{0.668} \leq 15.51 (A_{sc} F_u)^{0.640} \quad (4 - 8.)$$

4.2.7.2. Resultado de datos obtenidos en pruebas de tubos rectangulares

Al repetir el análisis para los datos obtenidos a partir del estudio en tubos rectangulares, no se pudo dejar de lado el uso de ninguna de las tres ecuaciones, ya que según el rango de área transversal con la que se trabajara, cada una de las curvas obtenidas resultaba ser la más conservadora. De aquí que se recomienda utilizar la siguiente ecuación:

$$P_{n.TB} = 291.9 (A_{sc} \sqrt{f'_c})^{0.811} \leq 62.57 (A_{sc} F_y)^{0.500} \leq 24.97 (A_{sc} F_u)^{0.579} \quad (4 - 9.)$$

4.2.7.3. Ecuación obtenida a partir de todos los datos

Al utilizar todos los datos obtenidos en la presente línea de investigación, para realizar el análisis explicado previamente, se obtuvo que las ecuaciones más conservadoras resultan dependientes del esfuerzo de fluencia, y del esfuerzo último del acero de los angulares.

$$P_n = 45.61 (A_{sc} F_y)^{0.534} \leq 36.53 (A_{sc} F_u)^{0.536} \quad (4 - 10.)$$

En la ecuación 4-10 se da la recomendación para el cálculo de la capacidad de los angulares en el caso global.

4.2.8. Condiciones de uso de las ecuaciones

Dado que las ecuaciones de diseño obtenidas, son producto de ensayos experimentales, su utilización se debe limitar a las condiciones ensayadas. A continuación se enlistan las condiciones de uso que deberían ir de la mano de la ecuación.

- La resistencia del concreto utilizado debe ser por lo menos de 210 kg/cm^2 , y en todos los demás casos, mayor a este valor.
- La resistencia a la fluencia de los angulares debe ser por lo menos de 2500 kg/cm^2 , y su valor de esfuerzo último debe ser por lo menos 30% mayor al de la fluencia.
- La separación entre conectores, como mínimo debe ser de 15 cm, para poder desprestigiar el efecto de grupo, y los conectores se deberán utilizar de manera individual. Lo anterior es producto, de que se desconoce la capacidad final que brindan, uno o dos conectores colocados uno a la par del otro.
- La distancia al borde de cualquiera de los conectores no debe ser menor que 10 cm.
- El ángulo de los angulares con respecto al patín de la sección debe ser de 70° .
- Se deben utilizar las dimensiones geométricas de las secciones de acero, especificadas en los diferentes estudios realizados, y principalmente, asegurar que las secciones sean compactas para evitar cualquier tipo de falla por pandeo local.

4.3. Comparación de ecuaciones de diseño

Tras obtener las ecuaciones a partir del grupo de datos de cada estudio, y para el total de los valores obtenidos, se procedió a hacer una serie de comparaciones que permitieran adquirir conclusiones de utilidad. Las comparaciones se hicieron inicialmente entre las ecuaciones obtenidas en este análisis, y luego, contra la ecuación de diseño de conectores de cortante tipo espiga lisa, dada por el AISC.

4.3.1. Comparación entre ecuaciones obtenidas

Nuevamente, las comparaciones se hicieron para los dos escenarios expuestos anteriormente, de modo que se visualizara lo que sucedería en las dos situaciones más probables de ocurrir.

4.3.1.1. Comparación entre ecuaciones obtenidas para vigas IPN y ecuaciones para tubos rectangulares

Inicialmente se compararon las ecuaciones obtenidas a partir de los datos dados por los dos estudios previos de la línea de investigación, correspondientes al estudio hecho con secciones de acero IPN y tubos rectangulares de fabricación nacional. Como ambas secciones de acero utilizadas presentan una resistencia similar del acero (aproximadamente 2320 kg/cm^2), la única diferencia importante que existió en los ensayos, fue la geometría de la viga utilizada, por lo que la siguiente comparación permitió generar una noción de la afectación que puede tener este factor en la resistencia a cortante de los angulares.

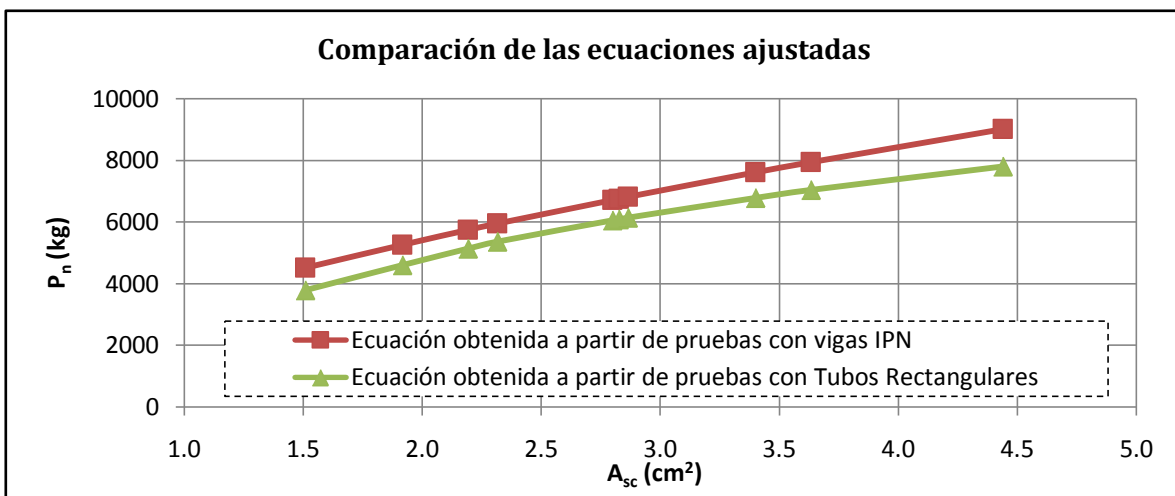


Figura 4.21: 1^{er} escenario: propiedades aproximadas a las experimentales

Como se observa en la gráfica de comparación del primer escenario (Figura 4.21), si se conocieran las características de resistencia de los materiales con precisión, la ecuación recomendada para el uso con vigas de acero de sección IPN, daría capacidades en los angulares mayores a las obtenidas con la ecuación de diseño recomendada para el uso en tubos rectangulares. En promedio, la ecuación para secciones IPN daría resultados 12% mayores a los obtenidos para tubos rectangulares (en el rango de análisis estudiado).

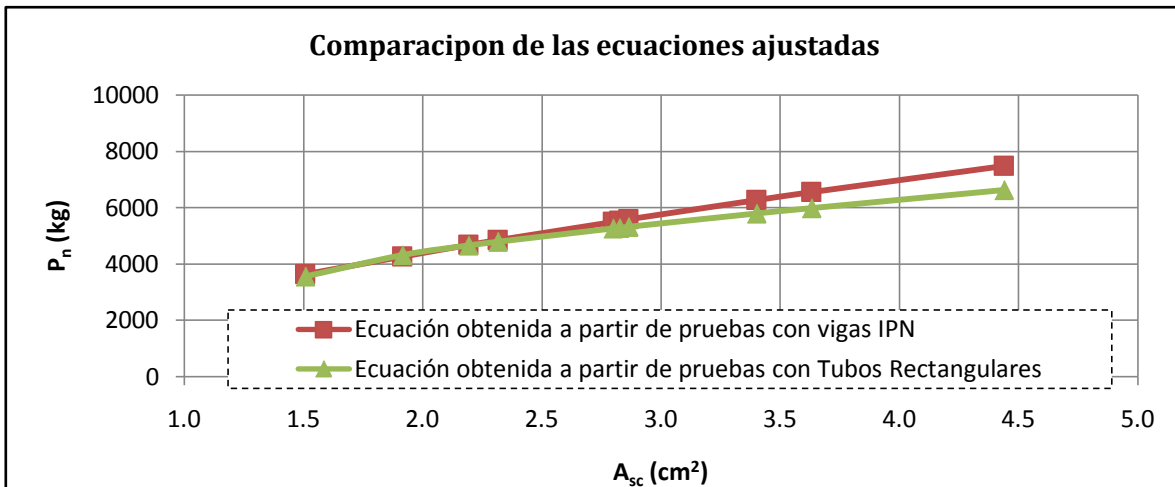


Figura 4.22: 2^{do} escenario: propiedades teóricas de diseño

En la segunda situación de estudio (Figura 4.22), cuando se usan valores de resistencia menores a los obtenidos en el experimento, y más similares a los que se utilizarían en el diseño, las ecuaciones se acercan más, teniendo valores similares en la primera mitad del rango de estudio, y separándose después la ecuación para vigas IPN. En promedio, la ecuación para secciones IPN da valores 5% más altos para la resistencia de los angulares.

4.3.1.2. Comparación entre ecuaciones obtenidas para vigas HSS y ecuaciones para tubos rectangulares

Se realizó una comparación entre la ecuación 4-7, obtenida con los experimentos realizados en el presente estudio, y la curva obtenida a partir de los datos obtenidos de las pruebas con tubos rectangulares. Ambas secciones analizadas presentan una geometría similar, y son compactas, por lo que la principal diferencia entre ellas reside en la resistencia del acero. En el caso de las vigas HSS, el esfuerzo de fluencia del acero, corresponde a aproximadamente 3230 kg/cm², mientras que en los tubos rectangulares de fabricación nacional, presentan una resistencia de 2320 kg/cm².

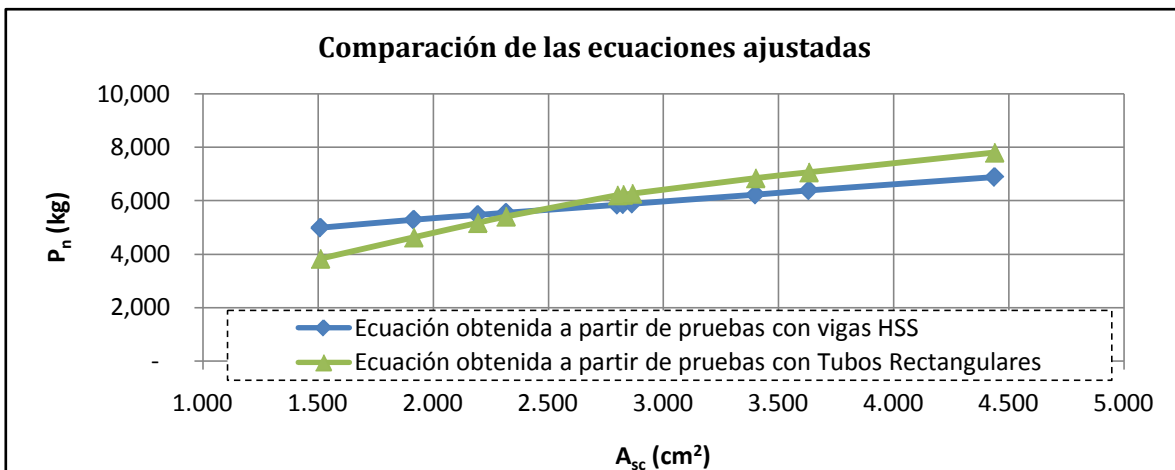


Figura 4.23: 1^{er} escenario: propiedades aproximadas a las experimentales

En el primer escenario, se observa que desde el punto de vista de la capacidad de los conectores, solamente para los tamaños más pequeños de angulares existiría un beneficio en la utilización de vigas HSS, en vez de los tubos rectangulares, ya que, tras superar el valor de área transversal de los conectores, de 2.5 cm², la curva obtenida para el caso de tubos rectangulares, resulta dar valores de capacidad más altos para los conectores.

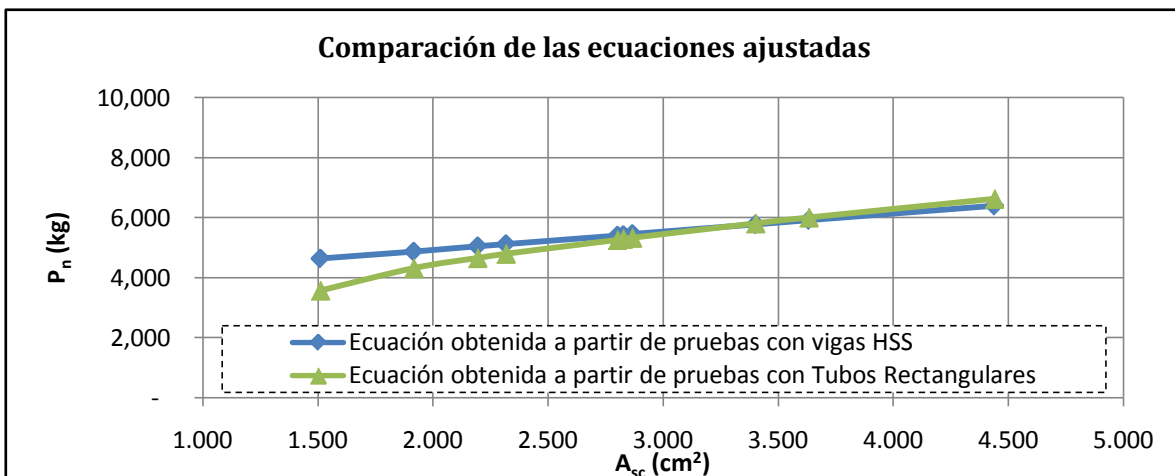


Figura 4.24: 2^{do} escenario: propiedades teóricas de diseño

En la segunda situación analizada (Figura 4.24), la curva obtenida para tubos rectangulares da capacidades de los conectores menores. En promedio, la ecuación para tubos rectangulares da resistencias 5% menores a las de la curva obtenida a partir de las pruebas hechas con secciones HSS.

4.3.1.3. Comparación entre todas las ecuaciones

Se hizo una última comparación gráfica entre todas las ecuaciones recomendadas, incluida la curva obtenida a partir de la totalidad de datos.

En el primer escenario (Figura 4.25), la ecuación obtenida a partir del total de los datos, brinda valores prácticamente iguales a los valores dados por las curvas para tubos rectangulares y secciones HSS, en promedio, supera las capacidades de estas ecuaciones en un 1%. En el caso de la curva obtenida con los resultados del análisis en vigas IPN, la misma supera en un promedio del 13%, a la ecuación cuya derivación abarcó todos datos.

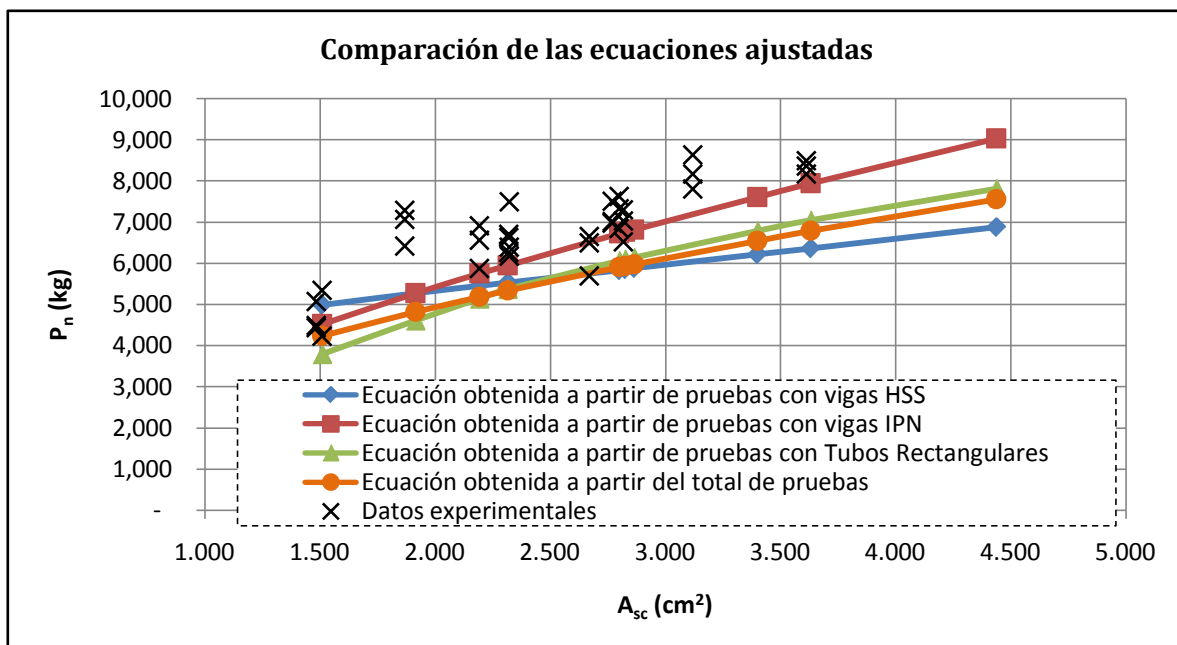


Figura 4.25: 1^{er} escenario: propiedades aproximadas a las experimentales

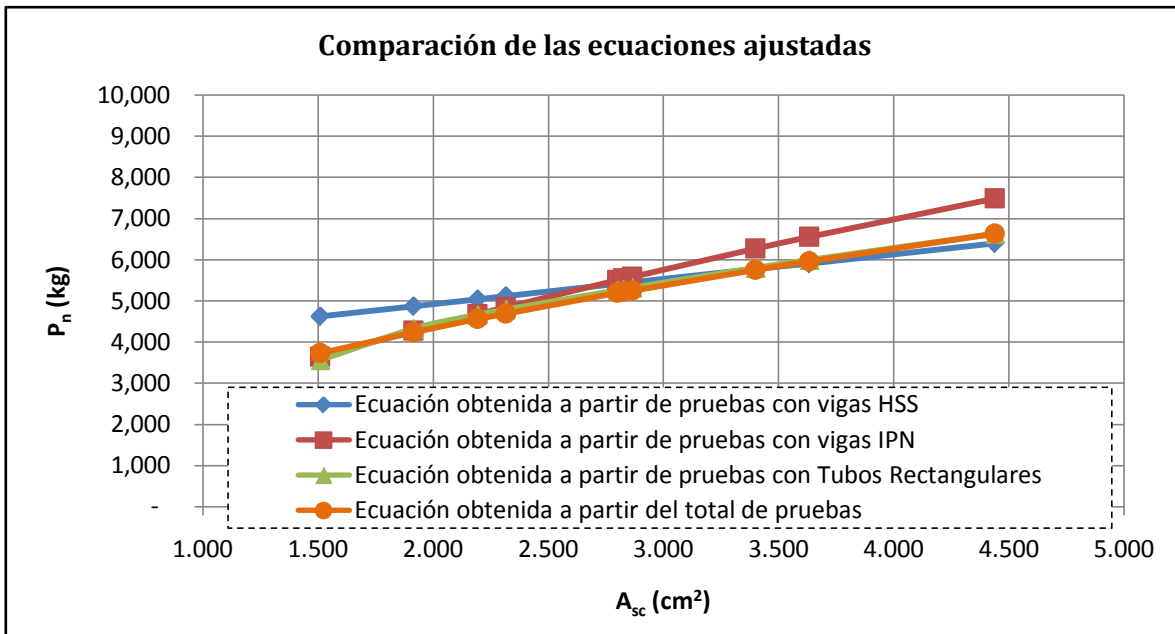


Figura 4.26: 2^{do} escenario: propiedades teóricas de diseño

En el caso del caso hipotético (Figura 4.26), en el que se utilizan valores típicos de diseño para obtener la capacidad de los angulares, la ecuación obtenida a partir del total de datos, dicta resultados muy similares a los dados por la obtenida para tubos rectangulares, mientras que brinda valores en promedio 7% por debajo de la ecuación para secciones HSS y 4% debajo de la curva para vigas IPN.

Se espera que el segundo escenario estudiado, sea el que ocurra mayormente en la práctica, haciendo esta consideración y valorando, la relativamente baja diferencia existente entre la ecuación obtenida a partir de todos los datos y la demás curvas, se considera que utilizar solamente esta ecuación para el diseño es la situación más práctica. Ante tal situación, se recomienda utilizar la ecuación 4-10 para el diseño de angulares como conectores de cortante:

$$P_n = 45.61 (A_{sc} F_y)^{0.534} \leq 36.53 (A_{sc} F_u)^{0.536}$$

4.3.2. Comparación con ecuación de diseño dada por el AISC

4.3.2.1. Comparación de resultados

Se realizó una comparación de las cuatro ecuaciones obtenidas, contra los resultados que daría la Ecuación 2-1 dada por el AISC para conectores de espiga lisa. La gráfica del primer escenario de análisis, ilustra la comparación hecha (Figura 4.27). Para este análisis, se utilizó el mismo esfuerzo último para calcular las capacidades dadas por ambas ecuaciones.

Se observa cómo, la ecuación para conectores de espiga lisa brinda mayores capacidades a la ecuación recomendada para angulares. En el rango de estudio, la ecuación especificada brinda valores entre 26% y 89% mayores a la curva obtenida de todos los valores experimentales, por lo que si se usara la ecuación del AISC para diseñar conectores tipo angular, se estaría sub-diseñando.

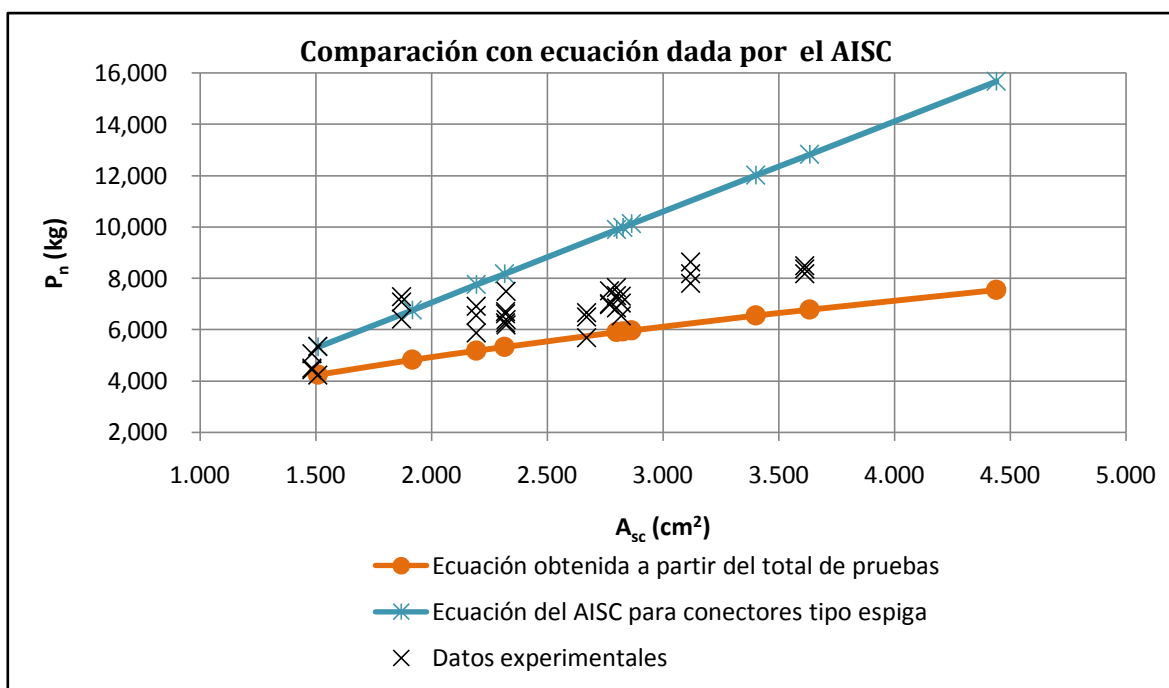


Figura 4.27: 1^{er} escenario: propiedades aproximadas a las experimentales

4.3.2.2. Análisis simplificado para comparación de costos

Se comparó la ecuación recomendada para angulares con la ecuación especificada para el diseño de espigas lisas como conectores de cortante (cada una con el esfuerzo último

correspondiente al elemento que se utilizaría), con el objetivo de cuantificar los centímetros cuadrados de área transversal que se requerirían para una capacidad específica de esfuerzo cortante requerida. En la Figura 4.28 se nota como, para una capacidad de cortante requerida, de por ejemplo, 5500 kg por angular, en el caso de los angulares se requeriría casi el doble de área transversal.

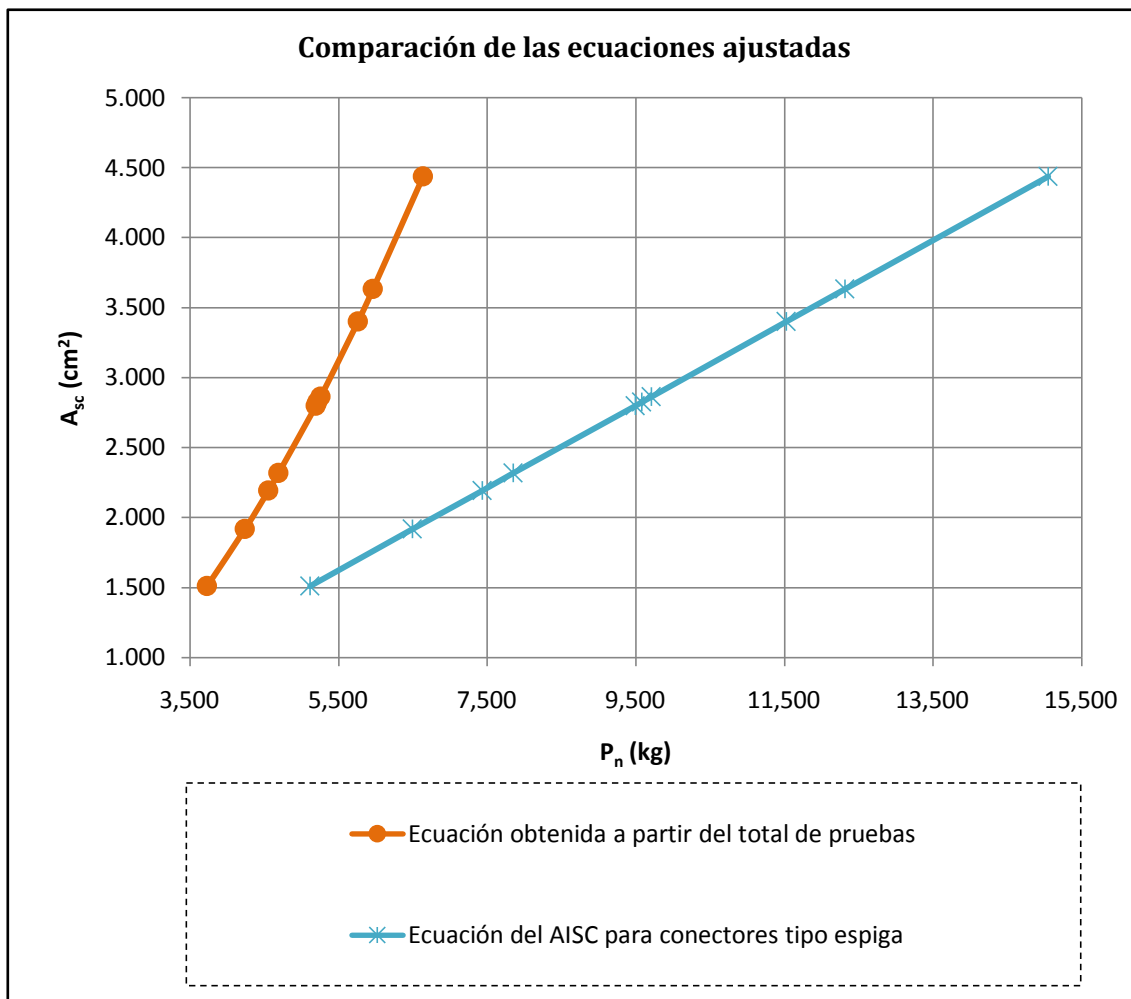


Figura 4.28: Área transversal requerida por kilogramos de capacidad solicitada.

Para el rango de la comparación se obtuvo el área transversal requerida, según el tipo de conector, y la diferencia porcentual entre ambos. Como se observa en el Cuadro 4.8, utilizar angulares requiere 16% más de área que una espiga lisa, en las dimensiones pequeñas, para cumplir con una capacidad de 4000 kg de cortante. Si se quisiera que un solo angular soporte el doble de capacidad, su área requerida sería 111% mayor al área requerida para una espiga lisa. Resulta entonces, más eficiente utilizar tamaños pequeños

de angulares para cumplir con el esfuerzo cortante requerido, simplemente se aumentaría la cantidad.

Estos resultados son lógicos si se piensa que los conectores tipo espiga lisa, aumentan su longitud conforme se aumenta su área transversal. Los angulares fallados en las pruebas de laboratorio, siempre mantuvieron una longitud constante de 6 cm, por lo que es de esperar que un aumento en el área transversal, no sea tan eficiente como en el caso de los conectores tipo perno.

Cuadro 4.8: Área transversal requerida por kilogramos de capacidad solicitada

1er escenario				2do escenario			
P _n (kg)	Área requerida (cm ²)		Extra (%)	P _n (kg)	Área requerida (cm ²)		Extra (%)
	Angulares	Espigas			Angulares	Espigas	
4,000	1.35	1.17	16%	4,000	1.72	1.18	46%
4,500	1.69	1.31	29%	4,500	2.14	1.33	61%
5,000	2.05	1.46	41%	5,000	2.61	1.48	77%
5,500	2.45	1.60	53%	5,500	3.12	1.62	92%
6,000	2.89	1.75	65%	6,000	3.67	1.77	107%
6,500	3.35	1.90	77%	6,500	4.27	1.92	123%
7,000	3.85	2.04	88%	7,000	4.90	2.07	137%
7,500	4.38	2.19	100%	7,500	5.58	2.21	152%
8,000	4.94	2.33	111%	8,000	6.30	2.36	167%

Capítulo 5. Conclusiones y recomendaciones

A continuación se detallan las conclusiones obtenidas a partir de los resultados de los ensayos, y del análisis realizado.

5.1. Conclusiones

Dada la poca variabilidad entre los tres valores obtenidos, para cada grupo de especímenes, se estima que los resultados logrados con el experimento son confiables y pueden ser utilizados para analizar el comportamiento de los angulares como conectores de cortante.

Los conectores pueden ser llevados a su estado límite mediante diferentes modos de falla. Principalmente, se observó la falla del cono de concreto, la flexión en los angulares y su desgarre en la base. Existen otros modos de falla que podrían darse, y que es necesario tomar en cuenta en el diseño, tales como la falla de la soldadura o pandeo local del patín de la viga.

En el caso de la falla por cono de concreto, la geometría del cono podría estar relacionada con el ángulo de los angulares que se mide entre el plano del patín de la viga de acero y eje longitudinal del angular. De igual manera, la falla por cono de concreto, también estaría relacionada con el largo de los conectores.

Comparando con los otros dos estudios pertenecientes a esta misma línea de investigación, se nota que la deformación de los angulares en este caso fue leve. En el caso de este proyecto, en dos de los grupos se utilizaron angulares con una sección transversal de mayor tamaño, por lo que es probable que conforme se aumenta la rigidez de los angulares, la falla por aplastamiento del concreto empieza a regir la capacidad última de los conectores.

Según las medidas tomadas manualmente, el área transversal de los angulares podría ser levemente menor a la considerada en los manuales de diseño. Es importante tomar en cuenta este hecho al diseñar la capacidad de los conectores.

Los valores obtenidos de resistencia de concreto para los diferentes grupos de especímenes, fueron poco variables, por lo que este factor prácticamente fue una constante a lo largo de todo el experimento.

Como se observó en los estudios llevados a cabo en esta línea de investigación, los esfuerzos de fluencia de los angulares de acero que se encuentran en el mercado nacional, son mayores a los esperados. Tomando en cuenta los 12 valores obtenidos durante los tres estudios considerados, el esfuerzo de fluencia real, es 35% mayor a lo especificado los fabricantes. En el caso de los valores de esfuerzo último, este se encuentra, en promedio, 15% por encima del límite inferior utilizado para el diseño.

El esfuerzo de fluencia obtenido para la viga de acero HSS, fue mayor al esperado en un 14%, mientras que el valor del esfuerzo último estuvo 3% por debajo del valor teórico especificado.

De las cuatro variables independientes utilizadas para el análisis, la que presentó una mayor variabilidad de sus datos, fue el área transversal de los angulares. El hecho de presentar un rango más amplio de datos, permitió obtener una clara visión de la relación que existe entre esta variable y la resistencia final de los angulares. Como se esperaba, la capacidad de los conectores es proporcional a su área transversal.

Dado que la resistencia del concreto permaneció casi constante para los datos analizados, en el caso de la ecuación cuyo coeficiente es $A_{sc}\sqrt{f'_c}$, la variable que controla el resultado de capacidad, es principalmente el área transversal del conector. Es por esto que si se utiliza la ecuación que depende de este coeficiente, se debe asegurar que la condición de resistencia del concreto sea consistente con la dada en este estudio, y que las demás variables coincidan dentro de las condiciones probadas en laboratorio. Como se observa en el Anexo C, el rango de valores de la resistencia del concreto osciló entre los 220 kg/cm² y los 315 kg/cm².

Hasta el momento, queda la interrogante de cuánto es el verdadero peso que tiene la variable del esfuerzo de fluencia del acero de los angulares (F_y), sobre los datos finales, ya que no se tiene una variabilidad suficiente de sus valores como para derivar con certeza su aporte a la resistencia de los conectores. Sin embargo, tras la corrección hecha con

base en los esfuerzos de fluencia, se estima que la ecuación dada será segura, para la variabilidad de este esfuerzo que exista en los angulares que se encuentran en el mercado; incluso si estos bajaran y empezaran a acercarse a los valores teóricos.

Dada la baja diferencia existente entre la ecuación obtenida a partir de todos los datos y la demás curvas, se considera que utilizar solamente esta ecuación para el diseño es la situación más práctica. Se recomienda entonces trabajar con la ecuación 4-10 para el diseño de los conectores tipo angular:

$$P_n = 45.61 (A_{sc} F_y)^{0.534} \leq 36.53 (A_{sc} F_u)^{0.536}$$

Si se utiliza la ecuación 2-1 especificada por el AISC (2010) para espigas lisas, como ecuación de diseño de los angulares al actuar como conectores de cortante, su capacidad se estaría sobreestimando, lo cual puede ser peligroso para la estabilidad del entrepiso.

Al comparar la ecuación de diseño recomendada, con la ecuación 2-1 AISC (2010), se hace evidente que es más eficiente utilizar tamaños pequeños de angulares para cumplir con el esfuerzo cortante requerido. También se observa que en estos tamaños, los angulares serían competencia, desde el punto de vista económico, de los conectores tipo espiga lisa. El tamaño más eficiente entre los estudiados corresponde a un área transversal cercana a los 1.5 cm².

5.2. Recomendaciones

A continuación se enumeran las recomendaciones que se pueden seguir al extender el estudio de los angulares cuando actúan como conectores de cortante.

- Realizar ensayos en los que se tome en cuenta la separación entre conectores, mediante pruebas en las que esta se varíe controladamente
- Realizar ensayos con menos angulares por espécimen, de modo que se asegure que la variable de distancia al borde no afecte la capacidad última de estos
- Realizar ensayos con un ángulo diferente de los angulares, así como con largos diferentes, de modo que se relacionen estas variables con la geometría de la zona de aplastamiento del concreto. Específicamente, se recomienda ensayar angulares

en un ángulo recto y cambiando la dirección de la carga, para analizar si existe una pérdida considerable de la capacidad de los conectores.

- Una vez que se realicen ensayos para conocer la afectación del largo y el ángulo de los angulares en la resistencia final, se podría considerar la calibración de una ecuación basada en la dada por el AISC (2010) para el cálculo de la capacidad de canales
- No se sabe si el ángulo experimental es suficiente para impedir la separación vertical de la losa y la viga. Se recomienda por lo tanto hacer ensayos a flexión a escala natural de modo que se pueda revisar este hecho
- Realizar ensayos con valores diferentes de resistencia del concreto, de modo que se mejore la calibración, de la afectación que tiene esta variable en la capacidad de los angulares
- En el caso de que se quiera hacer ensayos con secciones esbeltas, es probable que se necesite hacer ensayos a escala completa, ya que los ensayos de corte directo someten el elemento a esfuerzos a compresión, que podría inducir pandeos locales antes de la falla de los conectores

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACESCO. (2007). *Manual técnico del METALDECK*. Malambo, Colombia.
- American Concrete Institute, Capítulo de Costa Rica. (2008). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-08) y Comentario*. Primera Edición.
- American Institute of Steel Construction, Inc. (2005). *Manual of Steel Construction*. Décimo Tercera Edición.
- American Institute of Steel Construction, Inc. (1970). *Manual of Steel Construction*. Séptima Edición.
- American Welding Society. (1996). *Structural Welding Code-Steel*. Décimo quinta Edición. ANSI/AISC 360-10. American Institute of Steel Construction, Inc. (2010). *Specification for Structural Steel Buildings*.
- ASTM Standard A370-11. (2011). *Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products*.
- Beer, F., Johnston, R. & Dewolf, J. (2007). *Mecánica de Materiales*. México: Mc Graw-Hill. Cuarta Edición.
- Chacón, R. (2012). *Comportamiento de angulares como conectores de cortante en vigas de acero de sección compuesta*. Trabajo Final de Graduación para obtener el grado de Licenciatura. Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.
- Durán, M. (2013). *Comportamiento de angulares como conectores de cortante en entrepisos de sección compuesta con vigas de acero IPN y vigas rectangulares laminadas en frío*. Trabajo Final de Graduación para obtener el grado de Licenciatura. Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica. Por publicar.
- Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica. (2010). *Código Sísmico de Costa Rica 2010*. Tercera Edición. San José, Costa Rica.
- Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica. (1986). *Código Sísmico de Costa Rica 1986*. San José, Costa Rica.

Furche, J. & Elinghausen, R. (1990). Lateral Blow-Out Failure of Headed Studs Near a Free Edge . SP 130-10.

Hurtado, X., Molina, M. & Linero, D. (2008). Comportamiento de conectores de cortante tipo tornillo de resistencia grado dos para un sistema de sección compuesta. *Revista Ingeniería e Investigación*, 28(2), 4-14.

Miranda, P. (2011). Notas del Curso Estructuras Metálicas. Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.

Nelson Stud Welding, Inc. (2011) *Nelson Stud Welding, Inc. Electronic Catalog*.

Phillips, A. (1981). Sistemas de entrepiso y sus características estructurales. Trabajo Final de Graduación para obtener el grado de Licenciatura. Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.

Poveda, A. (2010). Notas del Curso Estructuras Metálicas. Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.

Vargas, T. (2004). Evaluación del uso de acero laminado en caliente y en frío en el diseño de una estructura dual bajo el CSCR-02. Trabajo Final de Graduación para obtener el grado de Licenciatura. Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.

Vinnakota, S. (2006). Estructuras de Acero, Comportamiento y LRFD. México: Mc Graw-Hill.

ANEXOS

ANEXO A

DISEÑO DE ENTREPISO DE SECCIÓN COMPUESTA

DISEÑO DE ENTREPISO DE SECCIÓN COMPUESTA

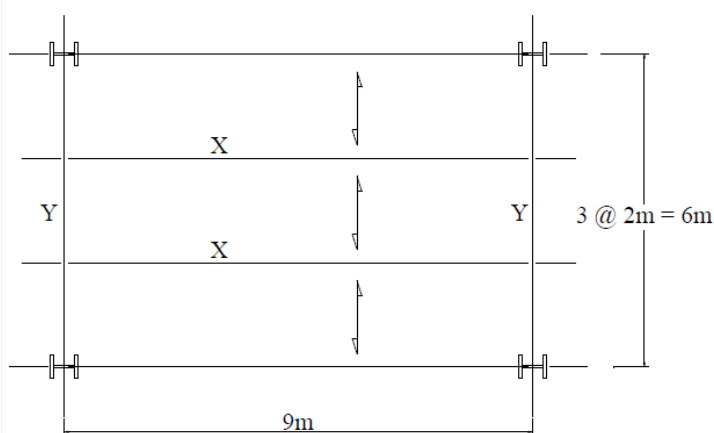
1 - Ecuaciones fundamentales del diseño LRFD:

$$M_u \leq \phi \cdot M_n$$

2 - Cálculo de la demanda:

Se trabaja con un claro de 6 metros y con vigas colocadas cada 2 metros.

$$L = 6 \text{ m} \quad b = 2 \text{ m}$$



• Carga permanente

Elemento	Carga ($\frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$)
Lámina + losa	187
Cerámica	50
Cielo	20
I.E.M.	10
Divisiones	80

$$CP = 347 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$CP_{\text{construcción}} = 187 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

• Carga temporal

Se utiliza un destino de piso para "Habitación", según el Código Sísmico de Costa Rica calzan dentro de esta descripción "casas de habitación, apartamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, edificios para internados en escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares".

$$CT = 200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Además para definir las cargas de construcción se considera el peso de cimbras y andamios descrito en el CSCR-86.

$$CT_{\text{construcción}} = 80 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

- Demanda durante la construcción

Se aplican las combinaciones exigidas por el CSCR:

$$Wu1_{construcción} := 1.4 \cdot CP_{construcción} = 261.8 \frac{kgf}{m^2}$$

$$Wu2_{construcción} := 1.2 \cdot CP_{construcción} + 1.6 \cdot CT_{construcción} = 352.4 \frac{kgf}{m^2}$$

$$Wu_{construcción} = 352.4 \frac{kgf}{m^2}$$

$$Mu_{construcción} := \frac{Wu_{construcción} \cdot L^2 \cdot b}{8} = (3.172 \cdot 10^3) \text{ kgf} \cdot m$$

Pasando estas unidades al sistema inglés:

$$Mu_{construcción} = 22.94 \text{ kip} \cdot ft$$

- Demanda tras construcción

$$Wu1 := 1.4 \cdot CP = 485.8 \frac{kgf}{m^2}$$

$$Wu2 := 1.2 \cdot CP + 1.6 \cdot CT = 736.4 \frac{kgf}{m^2}$$

$$Wu = 736.4 \frac{kgf}{m^2}$$

$$Mu := \frac{Wu \cdot L^2 \cdot b}{8} = (6.628 \cdot 10^3) \text{ kgf} \cdot m$$

$$Mu = 47.938 \text{ kip} \cdot ft$$

3 - Características del material

Las vigas HSS normalmente utilizan acero A500 de grado 46:

$$F_y = 46 \text{ ksi} \quad F_u = 58 \text{ ksi}$$

$$E := 29000 \text{ ksi}$$

4 - Diseño por cargas de construcción

- Resistencia:

$$\phi := 0.9$$

$$Z_{x_{requerido}} := \frac{Mu_{construcción}}{\phi \cdot F_y} = 6.649 \text{ in}^3$$

- Servicio

$$\Delta_{perm} := \frac{L}{360} = 1.667 \text{ cm} \quad \Delta_{perm} = 0.656 \text{ in}$$

$$W_{CTconstrucción} := CT_{construcción} \cdot b = 1.6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$

$$I_{req} := \frac{5 \cdot W_{CTconstrucción} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot \Delta_{perm}} = 19.089 \text{ in}^4$$

Si se consideran aquellas secciones compactas que cumplen con el módulo de sección plástico y la inercia requeridos, la viga más liviana entre estas, sería la HSS7X3X3/16

5 - Revisión de la sección

¿Es compacta? Sí (según Tabla 1-12 MAISC)

Ala:

$$b/t := 9.9$$

$$\lambda_p := 1.12 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 28.121$$

$$\lambda_r := 1.40 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 35.152$$

Ala = "compacta"

Alma:

$$h/t := 22.8$$

$$\lambda_p := 2.42 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 60.762$$

$$\lambda_r := 5.70 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 143.118$$

Alma = "compacta"

$$W_t := 12 \frac{\text{lbft}}{\text{ft}}$$

$$A_s := 3.28 \text{ in}^2$$

$$I_x := 19.8 \text{ in}^4$$

$$Z_x := 7.14 \text{ in}^3$$

$$d := 7 \text{ in}$$

- Resistencia

Carga con peso propio:

$$Wu_{construcción} := Wu_{construcción} \cdot b + c \cdot W_t \quad c = 1.2$$

$$Wu_{construcción} = 488.0 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}$$

$$Mu_{construcción} := \frac{Wu_{construcción} \cdot L^2}{8} = 23.638 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_n := F_y \cdot Z_x = 27.37 \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad \phi \cdot M_n = 24.633 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Relación de capacidad

$$\text{Capacidad} := \frac{Mu_{construcción}}{\phi \cdot M_n} = 0.96$$

Resistencia = "Cumple"

- Servicio

$$\Delta_{real} := \frac{5 \cdot W_{CTconstrucción} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = 0.633 \text{ in}$$

Servicio = "Cumple"

6 - Diseño como sección compuesta

$$b = 2 \text{ m} \quad \frac{L}{4} = 1.5 \text{ m}$$

$$b_{ef} := \min\left(\frac{L}{4}, b\right) = 4.921 \text{ ft}$$

$$Wu := Wu \cdot b + c \cdot W_t \quad c = 1.2$$

$$Wu = 1.004 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$Mu := \frac{Wu \cdot L^2}{8} = 48.635 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

- Eje neutro dentro de la viga:

$$f'_c = 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad t_c = 5 \text{ cm}$$

$$T_{max} := A_s \cdot F_y = 150.88 \text{ kip}$$

$$C_{max} := 0.85 \cdot f'_c \cdot b_{ef} \cdot t_c = 295.1 \text{ kip}$$

$$a := \begin{cases} \text{if } T_{max} \leq C_{max} \\ \left| \left| \frac{T_{max}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_{ef}} \right| \right| = 2.6 \text{ cm} \\ \text{else} \\ \left| \left| \text{"fuera de la losa"} \right| \right| \end{cases} \quad c := \frac{a}{.85} = 3.007 \text{ cm}$$

Eje = "dentro de la losa - OK!"

$$\phi M_n := \phi \cdot A_s \cdot F_y \cdot \left(\frac{d}{2} + t_c - \frac{a}{2} \right) = 56.188 \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad \phi M_n \geq Mu = 1$$

Relación de capacidad

$$\text{Capacidad} := \frac{Mu}{\phi M_n} = 0.866$$

7 - Cálculo de conectores de cortante

Para tener sección totalmente compuesta:

$$Q_{nt} := A_s \cdot F_y = 68438.017 \text{ kgf} \quad E_c := 15100 \cdot \frac{1}{f'_c} \frac{\text{kgf}^{0.5}}{\text{cm}} = (2.188 \cdot 10^5) \frac{1}{\text{cm}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$

Con angulares de #X#X#

$$A_{sc} := .438 \cdot \text{in}^2 \quad E_c = (2.188 \cdot 10^5) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Capacidad de un conector:

Efecto de grupo: se supone un solo conector soldado en lámina perpendicular:

$$R_g := 1.0$$

Efecto de soldadura: se supone conector soldado en lámina perpendicular y $e > 2in$:

$$R_p := 0.75$$

$$F_{uc} := 58 \text{ ksi}$$

$$Q_n := 0.5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c} = 21.115 \text{ kip} \quad R_g \cdot R_p \cdot A_{sc} \cdot F_{uc} = 19.053 \text{ kip}$$

$$Q_n = 19.053 \text{ kip}$$

$$Q_n = (8.642 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$n := \text{ceil} \left(\frac{Q_{nt}}{Q_n} \right) = 8$$

$$S := \frac{L}{n} = 0.75 \text{ m}$$

Si cada onda de la lamina portante está a 30.5cm, $9 \cdot 30.5 = 274.5$ cm (suficiente!)

7 - Revision de la deformacion esperada para la seccion compuesta.

$$b_{ef} = 1.5 \text{ m} \quad t_c = 5 \text{ cm} \quad I_x = 824.138 \text{ cm}^4$$

Ancho de losa transformada: $b := \frac{b_{ef}}{9.6} = 0.156 \text{ m}$

Inercia de la sección transformada

Elemento	A(cm ²)	y (cm)	A*y (cm ³)	EN (cm)	I _o (cm ⁴)	A*d ² (cm ⁴)	I _{tra} (cm ⁴)
Losa	78	22,74	1773,72		162,5	1036,16	1198,7
Viga	24,7741	7,62	188,779		708	3262,30	3969,9
	102,774		1962,5	19,10			5168,6

$$I_{tra} := 5165.6 \text{ cm}^4$$

$$W_{CT} := CT \cdot 2 \text{ m} = 4 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$

$$I_{req} := \frac{5 \cdot W_{CT} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot \Delta_{perm}} = (1.986 \cdot 10^3) \text{ cm}^4$$

ANEXO B
DISEÑO DE ESPÉCIMEN

ESPÉCIMEN DE FALLA

Dimensiones

Síntesis de Resultados

Angular 1 1/4 X 1 1/4 X 1/8

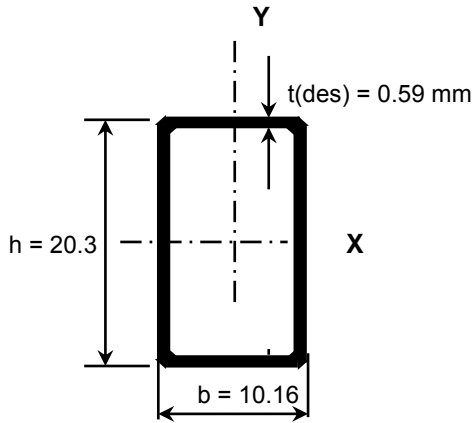
En términos de un solo angular:

Falla por aplastamiento del concreto:	$\phi V_c = 13536.3 \text{ kg}$
Falla por compresión del HSS:	$\phi P_n = 15905.2 \text{ kg}$
Resistencia de la soldadura:	$\phi R_n = 8293.2 \text{ kg}$
Resistencia del material base:	$\phi R_n = 2909.9 \text{ kg}$
Resistencia del conector	
Resistencia como perno:	$Q_n = 5860.2 \text{ kg}$
Resistencia como canal:	$Q_n = 32284.0 \text{ kg}$
Resistencia tesis Ricardo Chacón:	$Q_n = 4888.1 \text{ kg}$

Materiales			
Material	Acero	Densidad	$\gamma = 7860 \text{ kg/m}^3$
Sección	HSS Rectangular	Expansión térmica	-
Denominación	ASTM-A500 Gr.B-46		$E=2.0E+6 \text{ kg/cm}^2$
		Módulo de Rigidez	$G=7.9E+5 \text{ kg/cm}^2$
		<u>Resistencia última:</u>	
		Tensión	$F_u = 4078 \text{ kg/cm}^2$
		Compresión	-
		Cortante	-
		<u>Fluencia:</u>	
		Tensión	$F_y = 3234 \text{ kg/cm}^3$
		Cortante	-
Material	Acero	Densidad	$\gamma = 7860 \text{ kg/m}^3$
Sección	Angular "L"	Expansión térmica	$\alpha = 21.0E-6/C^\circ$
Denominación	ASTM-A36 - 36	Módulo de elasticidad (Young)	$E=2.0E+6 \text{ kg/cm}^2$
		Módulo de Rigidez	$G=7.9E+5 \text{ kg/cm}^2$
		<u>Resistencia última:</u>	
		Tensión	$F_u = 4078 \text{ kg/cm}^2$
		Compresión	-
		Cortante	-
		<u>Fluencia:</u>	
		Tensión	$F_y = 2531 \text{ kg/cm}^3$
		Cortante	$F_v=1476 \text{ kg/cm}^2$
Material	Concreto	Densidad	$\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$
Tipo	Concreto normal	Expansión térmica	$\alpha = 9.9E-6/C^\circ$
Denominación	210	Módulo de elasticidad (Young)	$E=2.2E+5 \text{ kg/cm}^2$
		Módulo de Rigidez	-
		<u>Resistencia última:</u>	
		Tensión	-
		Compresión	$F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
		Cortante	-
		<u>Fluencia:</u>	
		Tensión	-
		Cortante	-
Soldadura	E6013	Resistencia	$F_{exx}=4218 \text{ kg/cm}^2$

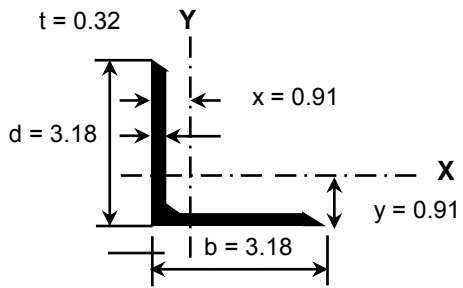
Propiedades de las secciones

HSS Rectangular HSS8X4X1/4



A = 33.81 cm ²	I _y = 599.4 cm ⁴
h = 20.32 cm	S _y = 118.2 cm ³
b = 10.16 cm	r _y = 4.216 cm
t(des) = 0.59 cm	Z _y = 134.4 cm ³
wt./m. = 28.26 kg/m	h(flat) = 17.46 cm
I _x = 1768.98 cm ⁴	b(flat) = 7.30 cm
S _x = 173.70 cm ³	J = 1469.30 cm ⁴
r _x = cm	C = 222.86 cm ³
Z _x = 217.95 cm ³	A(surf) = 4.90 cm ² /cm

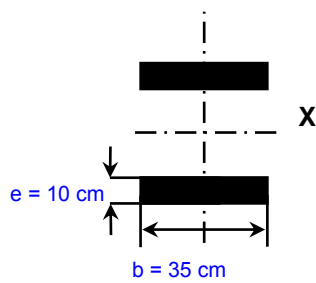
Angular 1 1/4 X 1 1/4 X 1/8



1 1/4 X 1 1/4 X 1/8	wt./ft. = 1.50 kg/m
A = 1.92 cm ²	I = 1.83 cm ⁴
d = 3.18 cm	S = 0.80 cm ³
b = 3.18 cm	r = 0.98 cm
t = 0.32 cm	\bar{y} ó \bar{x} = 0.91 cm
k = 0.79 cm	r _z = 0.62 cm

Concreto e = 10 cm
b = 35 cm

Ac = 700 cm²



Estados límite de falla

a) Aplastamiento del concreto

$$V_c = 0,85 f'_c A_c = 124950.00 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 81217.50 \text{ kg}$$

20825 13536.3

b) Compresión en el acero

Clasificación de la sección

$$E = 2.04E+6 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 3234.15 \text{ kg/cm}^2$$

Límite de esbeltez para sección sometida a compresión: $\lambda_r = 1.4\sqrt{E/F_y} = 35.152$

$$h = 20.3 \text{ cm}$$

$$t = 0.59 \text{ cm}$$

$$h/t = 34.33$$

Sección es NO esbelta para compresión

Capacidad a compresión

Límite para el cálculo del esfuerzo crítico: $4.7\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 118.01$

$$K = 2$$

$$L = 0.45 \text{ m}$$

$$r = 4.2 \text{ cm}$$

$$KL/r = 21.35$$

$$F_e = 4.42E+4 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 3136.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_g = 33.81 \text{ cm}^2$$

$$P_n = F_{cr} A_g = 106035 \text{ kg}$$

17672.5 15905.2

$$\phi P_n = 95431.41 \text{ kg}$$

c) Resistencia en cortante del angular

Resistencia de la soldadura:

Espesor mínimo de los elementos soldados:	$t_{min} = 3.18 \text{ mm}$
Tamaño mínimo de soldadura tipo filete:	$w_{min} = 3 \text{ mm}$
Tamaño máximo de soldadura tipo filete:	$w_{max} = 3 \text{ mm}$
Tamaño seleccionado de soldadura:	$w = 5.00 \text{ mm}$
Longitud de soldadura:	$Lw = 9.5 \text{ cm}$
Gargante efectiva de soldadura:	$t_e = 3.54 \text{ mm}$
Área efectiva de soldadura:	$Awe = 3.37 \text{ cm}^2$
Ángulo de fuerza cortante con respecto al eje de la soldadura:	$\theta = 45^\circ$
Resistencia del material de relleno:	$F_{EXX} = 4218.42 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia del material de soldadura:	$F_{nw} = 3283.54 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia de la soldadura: $Rn = FnwAwe$	$Rn = 11058 \text{ kg}$

$\phi Rn = 8293.22 \text{ kg}$

Resistencia del material base

Área gruesa del material base, sometida a cortante:	$Agv = 1.92 \text{ cm}^2$
Esfuerzo de fluencia mínimo del material base:	$Fy = 2531 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia a la fluencia por cortante: $Rn = 0.60FyAgv$	$Rn = 2910 \text{ kg}$

$\phi Rn = 2909.92 \text{ kg}$

Área neta del material base, sometida a cortante:	$Agv = 1.92 \text{ cm}^2$
Esfuerzo de tensión última mínima del material base:	$Fu = 4078 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia a la ruptura por cortante: $Rn = 0.60FuAnv$	$Rn = 4688 \text{ kg}$

$\phi Rn = 3516.15 \text{ kg}$

d) Resistencia en cortante del angular como conector

Como conector tipo perno ("Stud")

Coefficiente para tomar en cuenta efecto de grupo:	$Rg = 1.0$
Coefficiente para tomar en cuenta efecto de posición:	$Rp = 0.8$
Área transversal del conector:	$Asa = 1.92 \text{ cm}^2$
Módulo de elasticidad del concreto:	$Ec = 2.2E+5 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia última del concreto a la compresión:	$Fc = 210 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de tensión última mínima del material base:	$Fu = 4078 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia nominal en cortante del conector:	$Qn = 5860 \text{ kg}$

Como conector tipo canal

Longitud de ala:	$d = 3.2 \text{ cm}$
Largo del conector	$la = 5.0 \text{ cm}$
Módulo de elasticidad del concreto:	$Ec = 2.2E+5 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia última del concreto a la compresión:	$Fc = 210 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia nominal en cortante del conector:	$Qn = 32284 \text{ kg}$

Como conector según tesis Ricardo Chacón

Área transversal del conector:	$Asa = 1.92 \text{ cm}^2$
Resistencia última del concreto a la compresión:	$Fc = 210 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia nominal en cortante del conector:	$Qn = 4888 \text{ kg}$

Proyecto: **Tesis Conectores de Cortante**
 Memoria: **DISEÑO DE MEZCLA DE PESO NORMAL (ACI 211)**

1-Elección de la resistencia f'c

Condición:	No hay vidas en peligro	t = 0,842
Control:	Bueno: Prop. por peso, control de laboratorio, control de humedad, vibradores de alta frec.	
Resistencia promedio req.:	210 kg/cm ²	σ = 30
Resistencia requerida:	235 kg/cm ²	

2-Revenimiento

Tipo de construcción:	Columnas de edificios y pilotes
Método de consolidación:	Otro
Revenimiento recomendado:	5, cm - 12,5 cm
Revenimiento elegido:	7,5 a 10 cm

3-Tamaño máximo del agregado

Separación del refuerzo:	10 cm	Espesor:	10 cm
Dimensión mínima:	30 cm	Recubrimiento:	2,75 cm
Diámetro de bomba:	10 cm	Tamaño máximo recomendado:	20,625 mm
Tamaño seleccionado:	20 mm		

4-Agua de mezcla requerida

Concreto sin aire incluido	
Exposición suave	
Litros de agua por m ³ :	200
Contenido de aire arrastrado:	2,0%

5-Relación agua - cemento

Condición de exposición:	Sin exposición severa
Tipo de estructura:	Todas las otras estructuras
Cemento:	Tipo I: Uso general en construcción
Relación A/C máx permisible :	0,8
Relación A/C en peso:	0,644

6-Contenido de cemento

Contenido de cemento (kg/m ³):	310,76		
Peso específico del cemento	3,0 g/cm ³	Volumen de cemento:	0,1036 m ³ /m ³

7-Contenido de agregado grueso

Módulo de finura de la arena:	3,1		
Vol. envarillado (m ³ /m ³):	0,60		
Peso unitario compactado seco:	1627 kg/m ³	Peso seco de agregado grueso:	976,47 kg/m ³
Peso específico de a. grueso G _{BS} :	2668 kg/m ³	Volumen de agregado grueso:	0,3661 m ³ /m ³

8-Contenido de agregado fino

Volumen de agregado fino:	0,3104 m ³ /m ³		
Peso específico de a. fino:	2454 kg/m ³	Peso de agregado fino:	761,70 kg/m ³

Alejandro Barrantes Chaves

Proyecto: **Tesis Conectores de Cortante**

Memoria: **DISEÑO DE MEZCLA DE PESO NORMAL (ACI 211)**

9-Ajuste por humedad y absorción en sitio

Humedad de agregado grueso	1,10%	Absorción de a. grueso (%D)	1,33%
Humedad de agregado fino:	2,58%	Absorción de a. fino (%D)	3,41%
Peso agregado grueso húmedo:	987,2 kg/m ³	Peso agregado fino húmedo:	781,4 kg/m ³
Litros de agua efectiva por m ³ :	208,6		

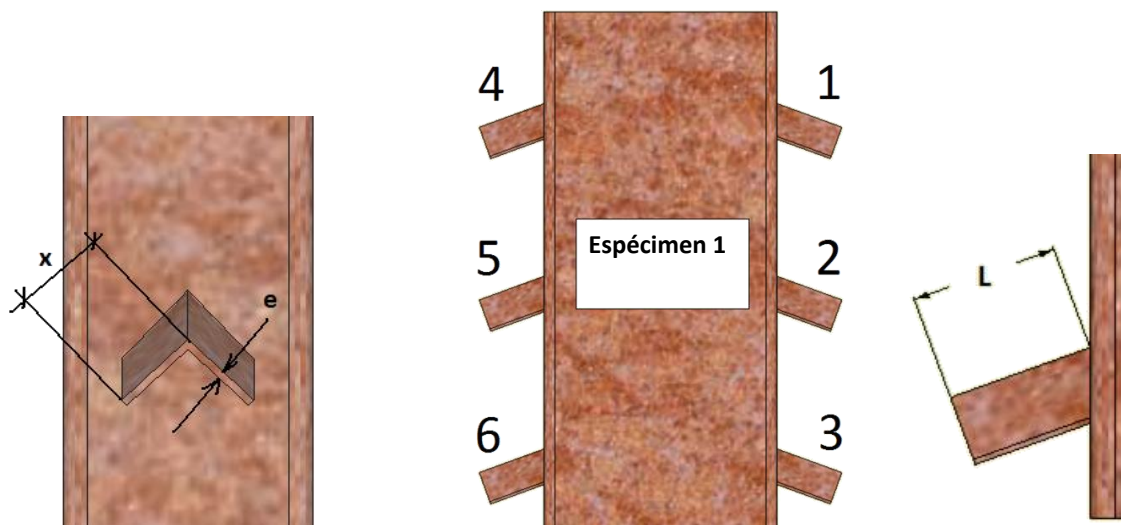
10-Proporciones por peso

Dosificación por peso	Cemento	:	agregado fino	:	agregado grueso	/	agua
	1	:	2,51	:	3,18	/	0,671

ANEXO C

RESULTADOS DE VARIABLES INDEPENDIENTES

TOMA DE DIMENSIONES DE LOS ANGULARES



Angulares 31,75X31,75X4,76

Espesor promedio:
Ancho promedio:
Largo promedio:

e= 4.99 mm
x= 29.95 mm
L= 59.31 mm

Angular 1
Angular 2
Angular 3
Angular 4
Angular 5
Angular 6

	Espécimen 1	Espécimen 2	Espécimen 3
$L_1 =$	61.12	59.30	59.71
$L_2 =$	57.11	59.98	59.00
$L_3 =$	59.25	57.69	59.64
$L_4 =$	59.99	59.59	57.00
$L_5 =$	57.75	58.82	60.00
$L_6 =$	59.44	62.11	60.00

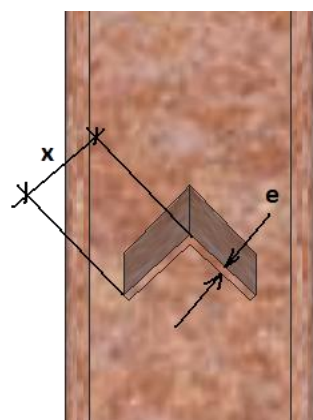
Angulares 38,1X38,1X4,76

Espesor promedio:
Ancho promedio:
Largo promedio:

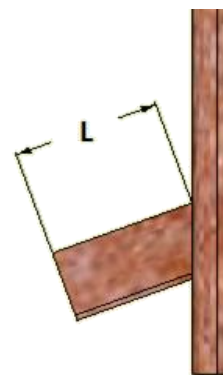
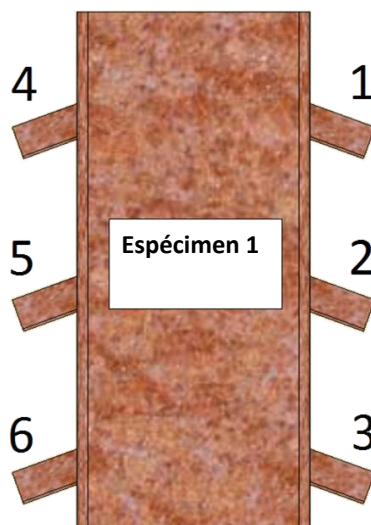
e= 4.37 mm
x= 38.12 mm
L= 58.60 mm

Angular 1
Angular 2
Angular 3
Angular 4
Angular 5
Angular 6

	Espécimen 1	Espécimen 2	Espécimen 3
$L_1 =$	57.22	59.21	54.25
$L_2 =$	60.79		60.17
$L_3 =$	59.50	58.36	56.28
$L_4 =$	57.75	59.58	58.14
$L_5 =$	55.53	57.23	59.01
$L_6 =$	62.16	61.45	57.91



Angulares 31,75X31,75X3,18



Espesor promedio:
Ancho promedio:
Largo promedio:

e=	2.98	mm
x=	32.99	mm
L=	57.46	mm

Angular 1
Angular 2
Angular 3
Angular 4
Angular 5
Angular 6

	Espécimen 1	Espécimen 2	Espécimen 3
$L_1 =$	56.06	57.05	60.87
$L_2 =$	57.44	57.04	58.87
$L_3 =$	57.43	56.77	58.88
$L_4 =$	56.32	58.83	56.51
$L_5 =$	56.97	56.70	57.00
$L_6 =$	56.37	57.07	58.16

Angulares 25,4X25,4X6,35

Espesor promedio:
Ancho promedio:
Largo promedio:

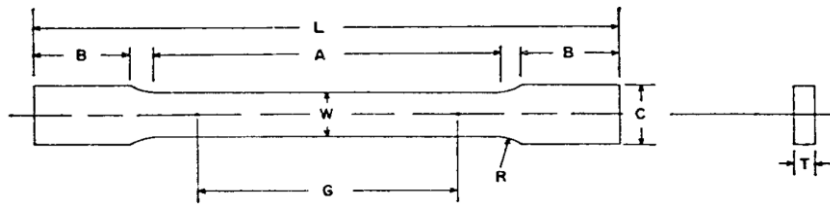
e=	5.93	mm
x=	25.68	mm
L=	59.14	mm

Angular 1
Angular 2
Angular 3
Angular 4
Angular 5
Angular 6

	Espécimen 1	Espécimen 2	Espécimen 3
$L_1 =$	57.37	57.19	60.63
$L_2 =$		57.43	60.60
$L_3 =$	59.21	56.99	60.35
$L_4 =$	58.90	60.18	59.43
$L_5 =$		59.54	59.36
$L_6 =$	60.74	58.10	61.24

PRUEBA EN TENSIÓN DE ANGULARES 31,75X31,75X4,76

Propiedades geométricas



G=	50.20	mm
W=	12.70	mm
T ₁ =	5.00	mm
T ₂ =	5.15	mm
T ₃ =	5.10	mm
L=	228.00	mm
A=	60.10	mm
B ₁ =	74.20	mm
B ₂ =	75.05	mm
C ₁ =	20.10	mm
C ₂ =	20.00	mm
G'=	68.30	mm

G: *medidor de longitud*

W: *ancho de la sección reducida*

T: *espesor*

L: *longitud total*

A: *longitud de sección reducida*

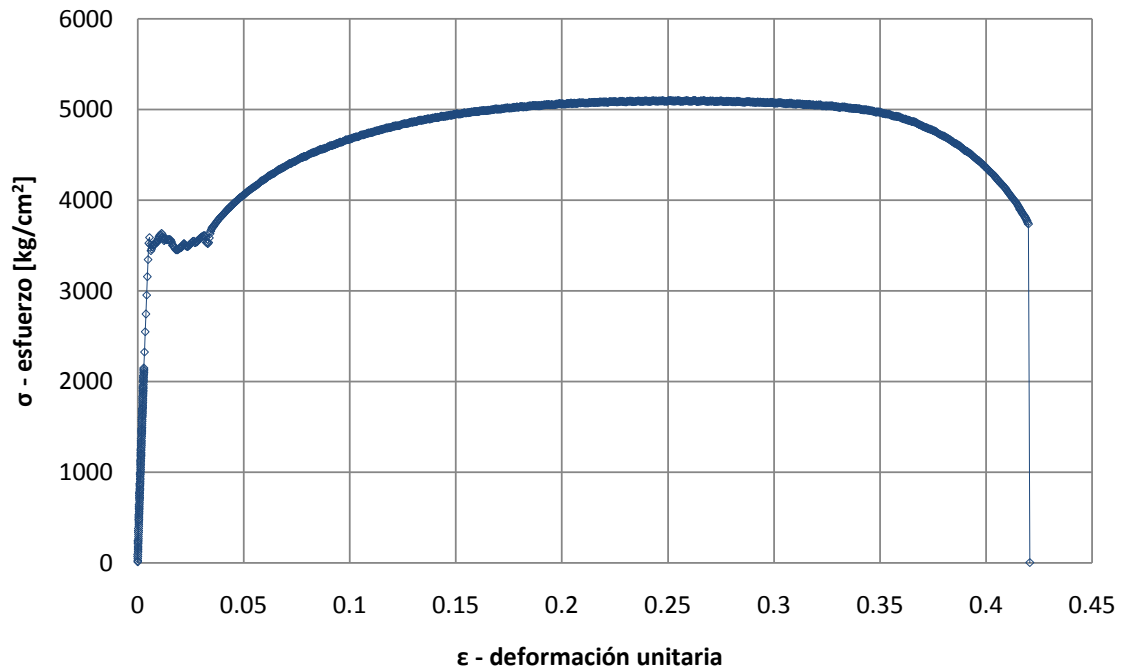
B: *longitud de empuñadura*

C: *ancho de empuñadura*

G': *medidor de longitud tras falla*

Gráfico esfuerzo-deformación

Angulares de 31,75X31,75X4,76



Propiedades en tensión

F _y =	3533.85	kg/cm ²
F _u =	5097.95	kg/cm ²
μ=	36%	

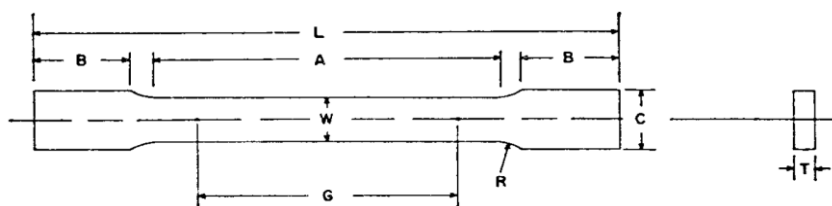
F_y: *Esfuerzo de fluencia*

F_u: *Esfuerzo último*

μ: *Elongación*

PRUEBA EN TENSIÓN DE ANGULARES 38,1X38,1X4,76

Propiedades geométricas



G=	50.30	mm
W=	12.90	mm
T ₁ =	4.30	mm
T ₂ =	4.20	mm
T ₃ =	4.25	mm
L=	227.90	mm
A=	60.40	mm
B ₁ =	74.75	mm
B ₂ =	75.40	mm
C ₁ =	20.25	mm
C ₂ =	20.40	mm
G'=	65.00	mm

G: medidor de longitud

W: ancho de la sección reducida

T: espesor

L: longitud total

A: longitud de sección reducida

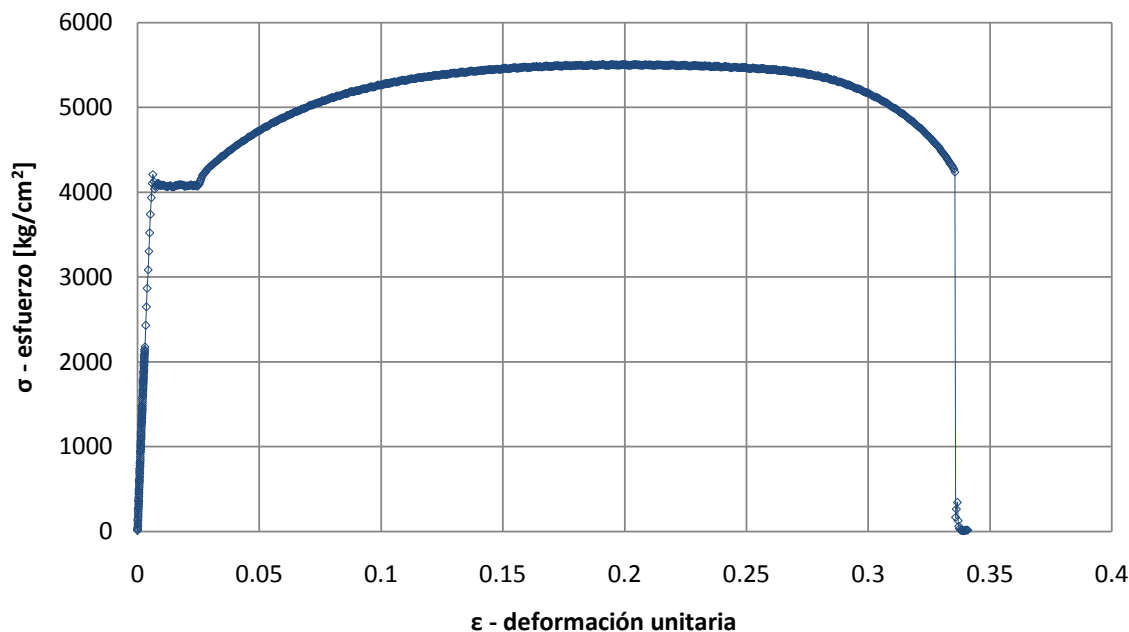
B: longitud de empuñadura

C: ancho de empuñadura

G': medidor de longitud tras falla

Gráfico esfuerzo-deformación

Angulares de 38,1X38,1X4,76



Propiedades en tensión

F _y =	4077.90	kg/cm ²
F _u =	5504.32	kg/cm ²
μ=	29%	

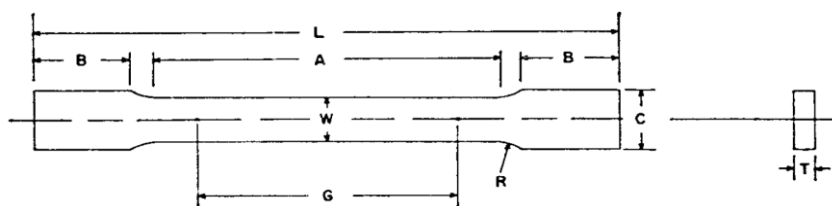
F_y: Esfuerzo de fluencia

F_u: Esfuerzo último

μ: Elongación

PRUEBA EN TENSIÓN DE ANGULARES 31,75X31,75X3,18

Propiedades geométricas



G=	50.25	mm
W=	12.65	mm
T ₁ =	2.95	mm
T ₂ =	2.85	mm
T ₃ =	2.80	mm
L=	228.00	mm
A=	60.35	mm
B ₁ =	75.50	mm
B ₂ =	75.00	mm
C ₁ =	20.05	mm
C ₂ =	19.90	mm
G'	65.75	mm

G: medidor de longitud

A: longitud de sección reducida

W: ancho de la sección reducida

B: longitud de empuñadura

T: espesor

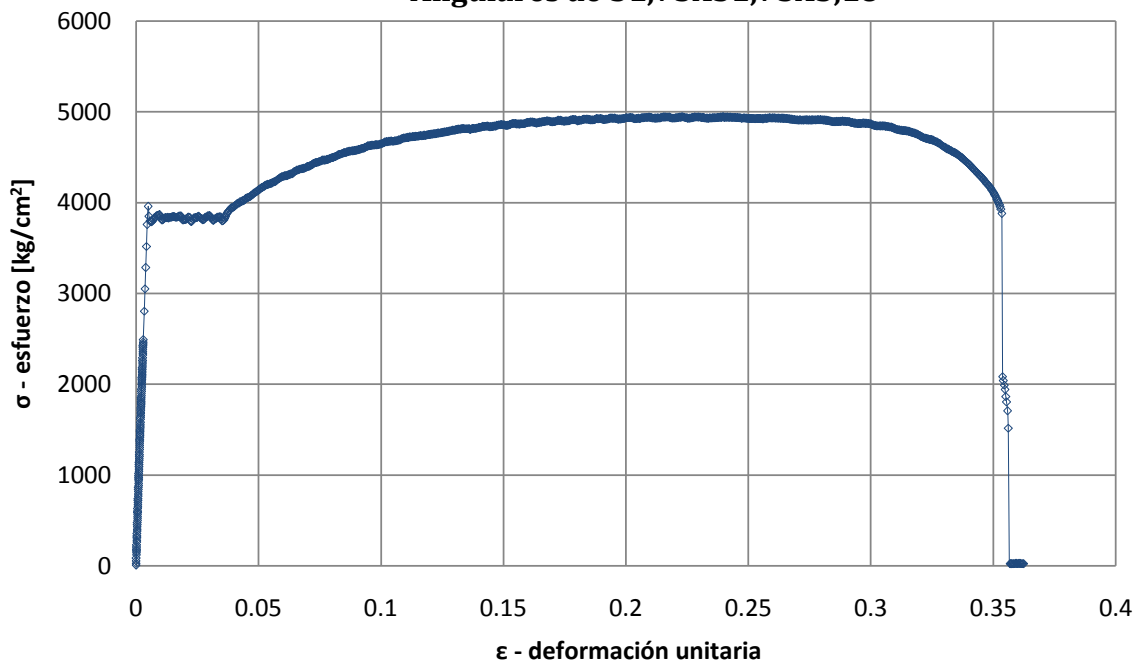
C: ancho de empuñadura

L: longitud total

G': medidor de longitud tras falla

Gráfico esfuerzo-deformación

Angulares de 31,75X31,75X3,18



Propiedades en tensión

F _y =	3831.10	kg/cm ²
F _u =	4944.86	kg/cm ²
μ=	31%	

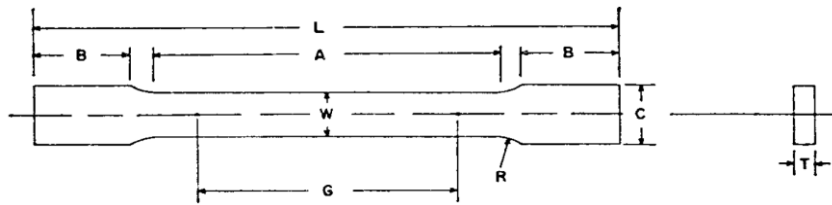
F_y: Esfuerzo de fluencia

F_u: Esfuerzo último

μ: Elongación

PRUEBA EN TENSIÓN DE ANGULARES 25,4X25,4X6,35

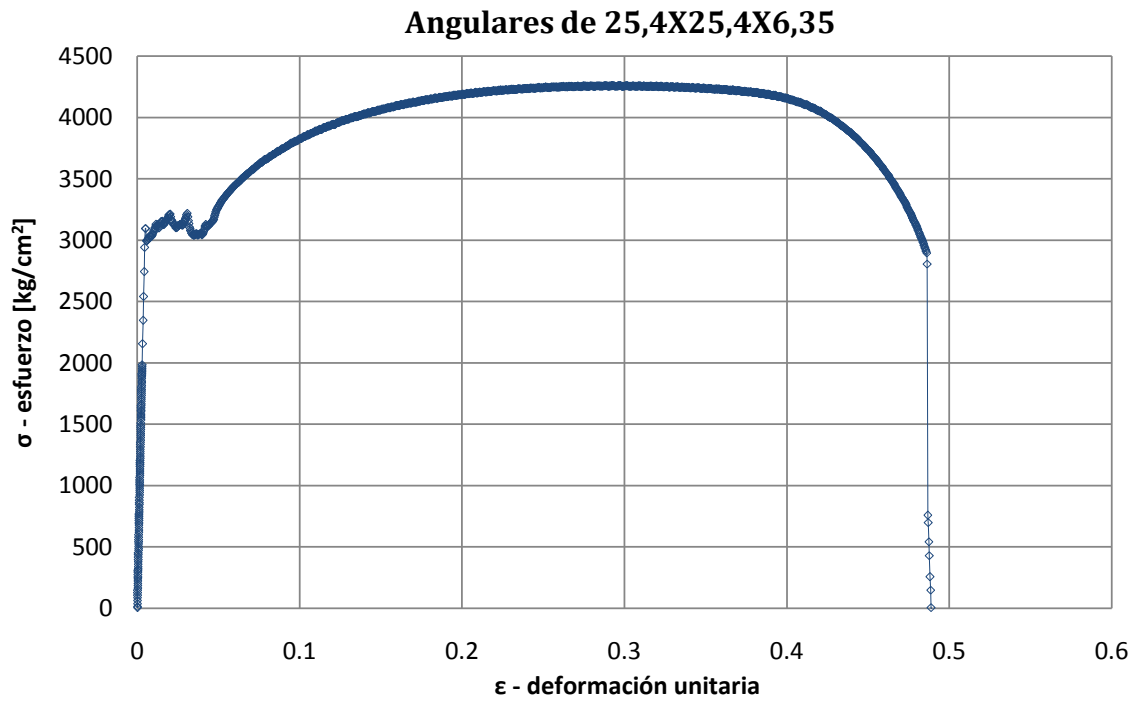
Propiedades geométricas



G=	50.20	mm
W=	12.70	mm
T ₁ =	5.95	mm
T ₂ =	6.00	mm
T ₃ =	6.00	mm
L=	227.95	mm
A=	60.10	mm
B ₁ =	75.10	mm
B ₂ =	75.45	mm
C ₁ =	20.15	mm
C ₂ =	20.10	mm
G'=	71.40	mm

- G: *medidor de longitud*
- W: *ancho de la sección reducida*
- T: *espesor*
- L: *longitud total*
- A: *longitud de sección reducida*
- B: *longitud de empuñadura*
- C: *ancho de empuñadura*
- G': *medidor de longitud tras falla*

Gráfico esfuerzo-deformación

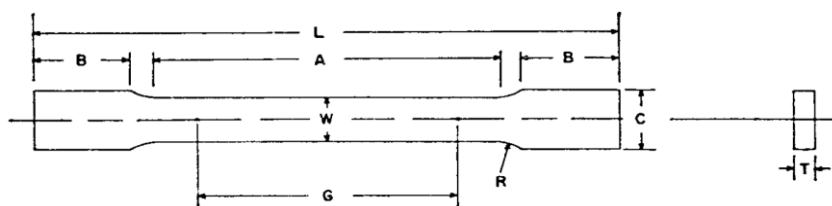


Propiedades en tensión

F _y =	3104.71	kg/cm ²	F _y : <i>Esfuerzo de fluencia</i>
F _u =	4259.76	kg/cm ²	F _u : <i>Esfuerzo último</i>
μ=	42%		μ : <i>Elongación</i>

PRUEBA EN TENSIÓN DE VIGA HSS

Propiedades geométricas



G=	50.25	mm
W=	12.65	mm
T ₁ =	5.90	mm
T ₂ =	5.90	mm
T ₃ =	5.90	mm
L=	228.00	mm
A=	60.30	mm
B ₁ =	75.00	mm
B ₂ =	75.65	mm
C ₁ =	20.00	mm
C ₂ =	20.00	mm
G'	67.40	mm

G: medidor de longitud

W: ancho de la sección reducida

T: espesor

L: longitud total

A: longitud de sección reducida

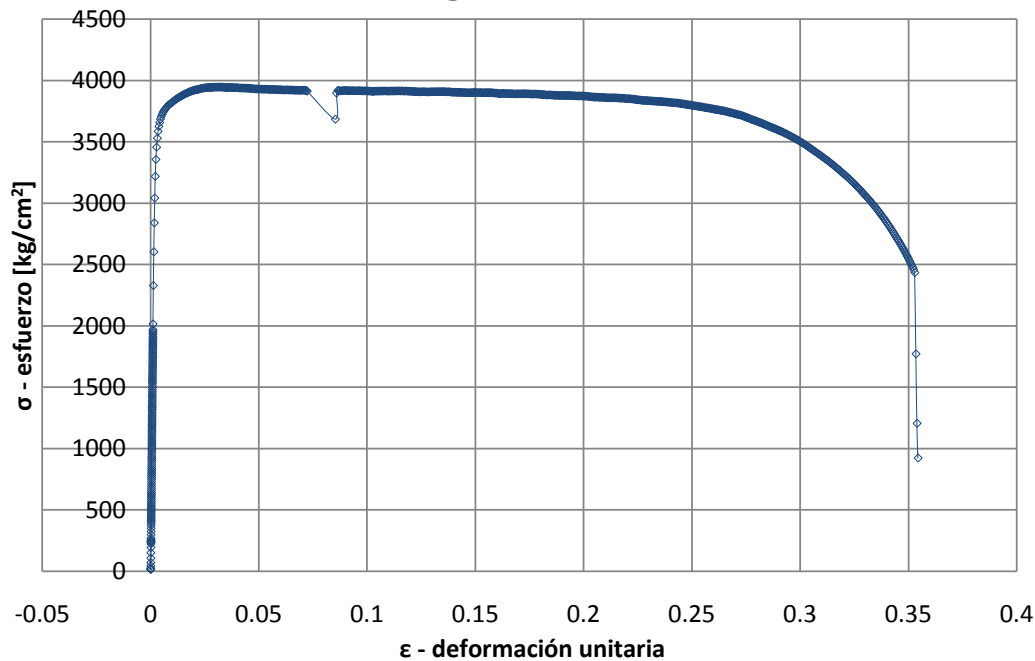
B: longitud de empuñadura

C: ancho de empuñadura

G': medidor de longitud tras falla

Gráfico esfuerzo-deformación

Viga HSS



Propiedades en tensión

F _y =	3696.14	kg/cm ²
F _u =	3945.87	kg/cm ²
μ=	34%	

F_y: Esfuerzo de fluencia

F_u: Esfuerzo último

μ: Elongación

COMPARACIÓN DE RESULTADOS CON VALORES TEÓRICOS**Comparación de esfuerzo de fluencia y esfuerzo último**

Esfuerzo de fluencia teórico

Esfuerzo último teórico

$$F_y = \begin{matrix} 36.0 \text{ ksi} \\ 2531.1 \text{ kg/cm}^2 \end{matrix}$$

$$F_u = \begin{matrix} 58.0 \text{ ksi} \\ 4077.8 \text{ kg/cm}^2 \end{matrix}$$

Resultados de pruebas de Alejandro Barrantes Chaves

Angulares	F_y	$\% \Delta_{F_y}$	F_u	$\% \Delta_{F_u}$
31.75X31.75X4.76	3,534 kg/cm ²	40%	5,098 kg/cm ²	25%
38.1X38.1X4.76	4,078 kg/cm ²	61%	5,504 kg/cm ²	35%
31.75X31.75X3.18	3,831 kg/cm ²	51%	4,945 kg/cm ²	21%
25.4X25.4X6.35	3,105 kg/cm ²	23%	4,260 kg/cm ²	4%
Promedio	3,637 kg/cm ²	44%	4,952 kg/cm ²	21%

Resultados de pruebas de María Gabriela Durán Carvajal

Angulares	F_y	$\% \Delta_{F_y}$	F_u	$\% \Delta_{F_u}$
38,1X38,1X3,18	3,313 kg/cm ²	31%	4,326 kg/cm ²	6%
31,75X31,75X6,35	2,942 kg/cm ²	16%	4,170 kg/cm ²	2%
25,4X25,4X3,18	3,023 kg/cm ²	19%	4,117 kg/cm ²	1%
25,4X25,4X4,76	3,513 kg/cm ²	39%	4,851 kg/cm ²	19%
Promedio	3,198 kg/cm ²	26%	4,366 kg/cm ²	7%

Resultados de pruebas de Ricardo José Chacón Vega

Angulares	F_y	$\% \Delta_{F_y}$	F_u	$\% \Delta_{F_u}$
25.4X25.4X3.18	2,972 kg/cm ²	17%	4,595 kg/cm ²	13%
25.4X25.4X6.35	3,409 kg/cm ²	35%	4,383 kg/cm ²	7%
31.75X31.75X4.76	3,666 kg/cm ²	45%	5,270 kg/cm ²	29%
38.1X38.1X3.18	3,557 kg/cm ²	41%	4,923 kg/cm ²	21%
Promedio	3,637 kg/cm ²	44%	4,793 kg/cm ²	18%

Resultados del conjunto de datos

Angulares	F_y	$\% \Delta_{F_y}$	F_u	$\% \Delta_{F_u}$
Promedio del total	3,412 kg/cm ²	35%	4,703 kg/cm ²	15%

RESUMEN DE RESULTADOS

Resultados de pruebas de conectores en vigas HSS

Especímenes	A_{sc} (cm ²)	f'_c	F_y	F_u
31,75X31,75X4,76	2.77 cm ²	260.63 kg/cm ²	3,534 kg/cm ²	kg/cm ²
38,1X38,1X4,76	3.12 cm ²	231.03 kg/cm ²	4,078 kg/cm ²	5,504 kg/cm ²
31,75X31,75X3,18	1.87 cm ²	253.95 kg/cm ²	3,831 kg/cm ²	4,945 kg/cm ²
25,4X25,4X6,35	2.67 cm ²	238.55 kg/cm ²	3,104 kg/cm ²	4,260 kg/cm ²

Resultados de pruebas de conectores en vigas IPN

Especímenes	A_{sc} (cm ²)	f'_c	F_y	F_u
38,1X38,1X3,18	2.32 cm ²	248.23 kg/cm ²	3,313 kg/cm ²	4,326 kg/cm ²
31,75X31,75X6,35	3.61 cm ²	253.12 kg/cm ²	2,942 kg/cm ²	4,170 kg/cm ²
25,4X25,4X3,18	1.48 cm ²	225.40 kg/cm ²	3,023 kg/cm ²	4,117 kg/cm ²
25,4X25,4X4,76	2.19 cm ²	216.75 kg/cm ²	3,513 kg/cm ²	4,851 kg/cm ²

Resultados de pruebas de conectores en perfil rectangular de acero laminado en frío

Especímenes	A_{sc} (cm ²)	f'_c	F_y	F_u
25.4X25.4X3.18	1.51 cm ²	315.85 kg/cm ²	2,972 kg/cm ²	4,595 kg/cm ²
25.4X25.4X6.35	2.82 cm ²	247.72 kg/cm ²	3,409 kg/cm ²	4,383 kg/cm ²
31.75X31.75X4.76	2.80 cm ²	221.51 kg/cm ²	3,666 kg/cm ²	5,270 kg/cm ²
38.1X38.1X3.18	2.32 cm ²	239.50 kg/cm ²	3,557 kg/cm ²	4,923 kg/cm ²

VARIABILIDAD DE LAS VARIABLES INDEPENDIENTES

Resultados de pruebas de conectores en vigas HSS

Especímenes	A_{sc} (cm²)	f'_c	F_y	F_u
31,75X31,75X4,76	2.77 cm ²	260.63 kg/cm ²	3,534 kg/cm ²	kg/cm ²
38,1X38,1X4,76	3.12 cm ²	231.03 kg/cm ²	4,078 kg/cm ²	5,504 kg/cm ²
31,75X31,75X3,18	1.87 cm ²	253.95 kg/cm ²	3,831 kg/cm ²	4,945 kg/cm ²
25,4X25,4X6,35	2.67 cm ²	238.55 kg/cm ²	3,104 kg/cm ²	4,260 kg/cm ²
Promedio	2.61 cm²	246.04 kg/cm²	3,637 kg/cm²	4,952 kg/cm²
Desviación	0.53 cm²	13.62 kg/cm²	419 kg/cm²	518 kg/cm²
Variación	20 %	6 %	12 %	10 %

Resultados de pruebas de conectores en vigas IPN

Especímenes	A_{sc} (cm²)	f'_c	F_y	F_u
38,1X38,1X3,18	2.32 cm ²	248.23 kg/cm ²	3,313 kg/cm ²	4,326 kg/cm ²
31,75X31,75X6,35	3.61 cm ²	253.12 kg/cm ²	2,942	4,170 kg/cm ²
25,4X25,4X3,18	1.48 cm ²	225.40 kg/cm ²	3,023 kg/cm ²	4,117 kg/cm ²
25,4X25,4X4,76	2.19 cm ²	216.75 kg/cm ²	3,513 kg/cm ²	4,851 kg/cm ²
Promedio	2.40 cm²	235.88 kg/cm²	3,198 kg/cm²	4,366 kg/cm²
Desviación	0.89 cm²	17.56 kg/cm²	264 kg/cm²	335 kg/cm²
Variación	37 %	7 %	8 %	8 %

Resultados de pruebas de conectores en perfil rectangular de acero laminado en frío

Especímenes	A_{sc} (cm²)	f'_c	F_y	F_u
25.4X25.4X3.18	1.51 cm ²	315.85 kg/cm ²	2,972 kg/cm ²	4,595 kg/cm ²
25.4X25.4X6.35	2.82 cm ²	247.72 kg/cm ²	3,409 kg/cm ²	4,383 kg/cm ²
31.75X31.75X4.76	2.80 cm ²	221.51 kg/cm ²	3,666 kg/cm ²	5,270 kg/cm ²
38.1X38.1X3.18	2.32 cm ²	239.50 kg/cm ²	3,557 kg/cm ²	4,923 kg/cm ²
Promedio	2.36 cm²	256.15 kg/cm²	3,401 kg/cm²	4,793 kg/cm²
Desviación	0.61 cm²	41.28 kg/cm²	305 kg/cm²	388 kg/cm²
Variación	26 %	16 %	9 %	8 %

Resultados del conjunto de datos

Especímenes	A_{sc} (cm²)	f'_c	F_y	F_u
Promedio	2.46 cm²	246.02 kg/cm²	3,412 kg/cm²	4,703 kg/cm²
Desviación	0.64 cm²	25.97 kg/cm²	356.69 kg/cm²	460.19 kg/cm²
Variación	26 %	11 %	10 %	10 %

ANEXO D

RESULTADOS DE FALLA DE ESPECÍMENES

FALLA DE ESPECÍMENES CON ANGULARES DE 31,75X31,75X4,76

Colada Número Resistencia del concreto kg/cm²

Especímen 31,75X31,75X4,76 - N°01

Número de falla
Precarga kN
Carga máxima kg
Carga máxima/angular kg

Especímen 31,75X31,75X4,76 - N°02

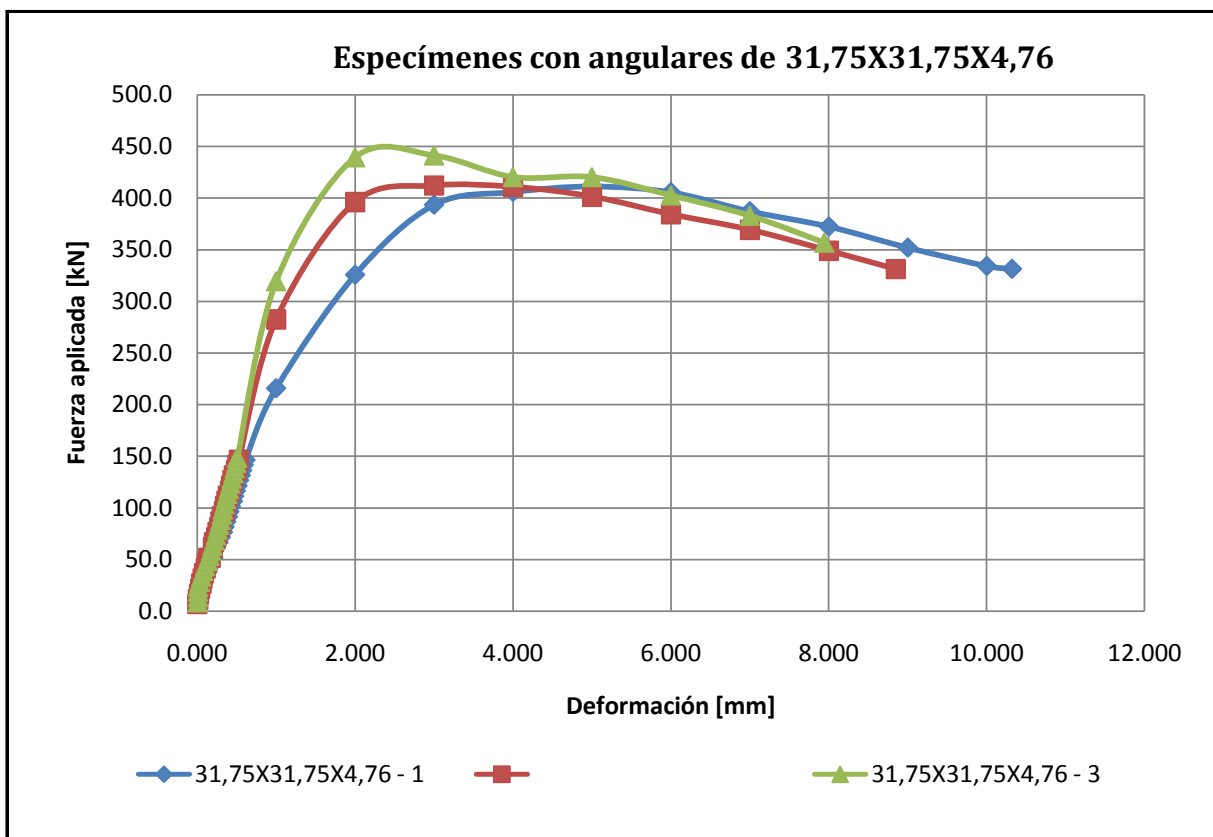
Número de falla
Precarga kN
Carga máxima kg
Carga máxima / angular kg

Especímen 31,75X31,75X4,76 - N°03

Número de falla
Precarga kN
Carga máxima kg
Carga máxima / angular kg

Datos promedio por angular

Carga máxima kg
Desviación estándar kg
Coeficiente de desviación



Datos manuales con corrección por precarga

Especímen 1		Especímen 2		Especímen 3	
F (kN)	d (mm)	F (kN)	d (mm)	F (kN)	d (mm)
6.5	0.002	6.8	0.002	8.4	0.006
11.4	0.012	11.4	0.012	13.3	0.010
16.5	0.030	16.6	0.024	18.7	0.010
21.4	0.052	21.5	0.038	23.3	0.010
26.6	0.072	26.6	0.052	28.2	0.030
31.5	0.092	31.5	0.068	33.5	0.052
36.4	0.114	36.7	0.086	38.6	0.078
41.5	0.136	41.6	0.108	43.4	0.100
46.4	0.160	46.5	0.124	48.4	0.132
51.6	0.182	51.4	0.142	53.5	0.154
51.7	0.204	51.5	0.170	58.4	0.176
61.4	0.238	61.7	0.198	63.3	0.194
	0.270	66.6	0.212	68.5	0.218
71.4	0.298	71.5	0.240	73.4	0.236
76.6	0.326	76.6	0.258	78.8	0.258
81.5	0.346	81.5	0.280	83.4	0.276
86.6	0.368	86.7	0.296	88.3	0.296
91.4	0.390	91.6	0.312	93.5	0.316
96.4	0.408	96.7	0.340	98.4	0.326
101.4	0.426	101.6	0.354	103.3	0.346
106.4	0.452	106.6	0.370	108.5	0.364
111.4	0.468	111.7	0.388	113.3	0.382
116.5	0.490	116.6	0.416	118.3	0.400
121.4	0.510	121.5	0.428	123.4	0.420
126.6	0.530	126.7	0.446	128.3	0.438
131.5	0.552	131.5	0.464	133.4	0.460
136.4	0.570	136.5	0.492	138.3	0.474
141.5	0.590	141.6	0.510	143.5	0.496
146.4	0.612	146.5	0.528	148.4	0.508
215.7	1.000	282.5	1.000	319.4	1.000
325.6	2.000	396.1	2.000	439.4	2.000
393.4	3.000	412.1	3.000	441.2	3.000
405.8	4.000	410.8	4.000	420.3	4.000
411.2	5.000	401.4	5.000	420.2	5.000
405.5	6.000	384.3	6.000	402.5	6.000
387.1	7.000	369.3	7.000	382.8	7.000
372.3	8.000	349.0	8.000	356.7	7.944
351.9	9.000	331.2	8.846	3.3	
334.1	10.000	1.5		3.3	
331.3	10.32	1.5		3.3	

FALLA DE ESPECÍMENES CON ANGULARES DE 38,1X38,1X4,76

Colada Número

Resistencia del concreto kg/cm²

Especímen 38,1X38,1X4,76 - N°01

Número de falla
 Precarga kN
 Carga máxima kg
 Carga máxima/angular kg

Especímen 38,1X38,1X4,76 - N°02

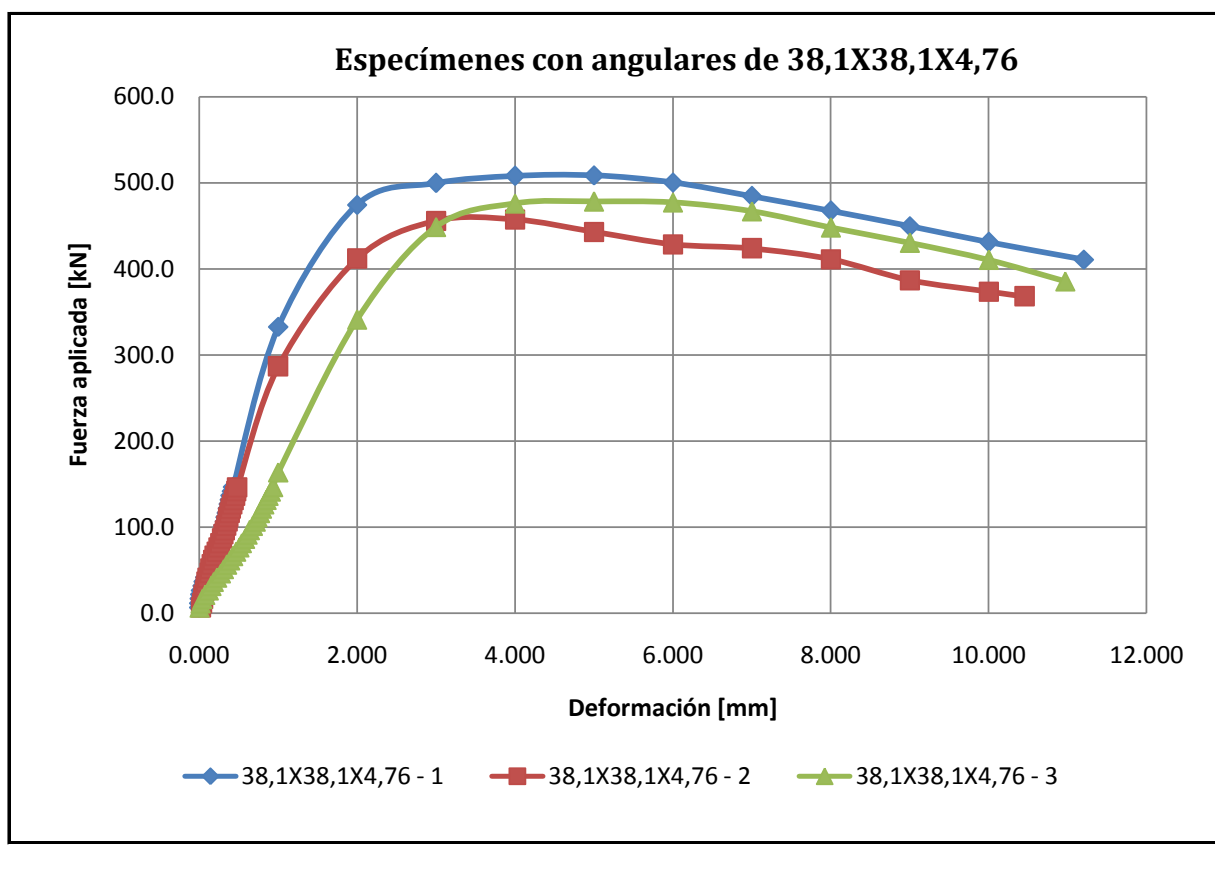
Número de falla
 Precarga kN
 Carga máxima kg
 Carga máxima / angular kg

Especímen 38,1X38,1X4,76 - N°03

Número de falla
 Precarga kN
 Carga máxima kg
 Carga máxima / angular kg

Datos promedio por angular

Carga máxima kg
 Desviación estándar kg
 Coeficiente de desviación



Datos manuales con corrección por precarga

Especímen 1		Especímen 2		Especímen 3	
F (kN)	d (mm)	F (kN)	d (mm)	F (kN)	d (mm)
6.4	0.000	6.3	0.02	6.3	0.004
11.6	0.000	11.4	0.034	11.4	0.016
16.7	0.004	16.3	0.048	16.3	0.040
21.6	0.014	21.5	0.060	21.2	0.076
26.5	0.024	26.4	0.070	26.3	0.120
31.7	0.038	31.3	0.080	31.5	0.154
36.6	0.052	36.2	0.088	36.3	0.184
41.5	0.078	41.3	0.108	41.3	0.226
46.7	0.118	46.5	0.128	46.3	0.274
51.6	0.126	51.4	0.144	51.1	0.312
56.5	0.160	56.3	0.156	56.3	0.352
61.6	0.180	61.4	0.174	61.4	0.390
66.8	0.198	66.3	0.192		0.428
71.7	0.218	71.5	0.226	71.5	0.468
76.6	0.240	76.4	0.248	76.4	0.508
81.5	0.256	81.3	0.264	81.3	0.538
86.6	0.274	86.5	0.286	86.4	0.580
91.5	0.284	91.4	0.306	91.3	0.612
96.7	0.298	96.3	0.324	96.4	0.640
101.6	0.308	101.4	0.342	101.4	0.678
106.6	0.322	106.3	0.358	106.3	0.716
111.6	0.334	111.5	0.370	111.4	0.738
116.5	0.346	116.3	0.388	116.3	0.768
121.7	0.360	121.3	0.402	121.5	0.794
126.6	0.374	126.3	0.420	126.4	0.822
131.5	0.388	131.3	0.436	131.5	0.852
136.7	0.398	136.4	0.454	136.4	0.878
141.5	0.416	141.4	0.466	141.3	0.906
146.7	0.428	146.3	0.482	146.5	0.936
332.6	1.000	286.6	1.000	163.5	1.000
474.4	2.000	411.8	2.000	341.0	2.000
499.7	3.000	455.7	3.000	448.8	3.000
508.1	4.000	457.3	4.000	476.0	4.000
508.6	5.000	443.0	5.000	478.3	5.000
500.3	6.000	428.4	6.000	477.2	6.000
484.4	7.000	423.8	7.000	467.0	7.000
467.5	8.000	411.1	8.000	448.1	8.000
449.5	9.000	386.8	9.000	430.3	9.000
431.1	10.000	373.5	10.000	410.4	10.000
410.8	11.206	368.0	10.458	385.4	

FALLA DE ESPECÍMENES CON ANGULARES DE 31,75X31,75X3,18

Colada Número **3** Resistencia del concreto **253.95** kg/cm²

Especímen 31,75X31,75X3,18 - N°01

Número de falla **N°4**
Precarga **1.1** kN
Carga máxima **42389.6** kg
Carga máxima/angular **7064.9** kg

Especímen 31,75X31,75X3,18 - N°02

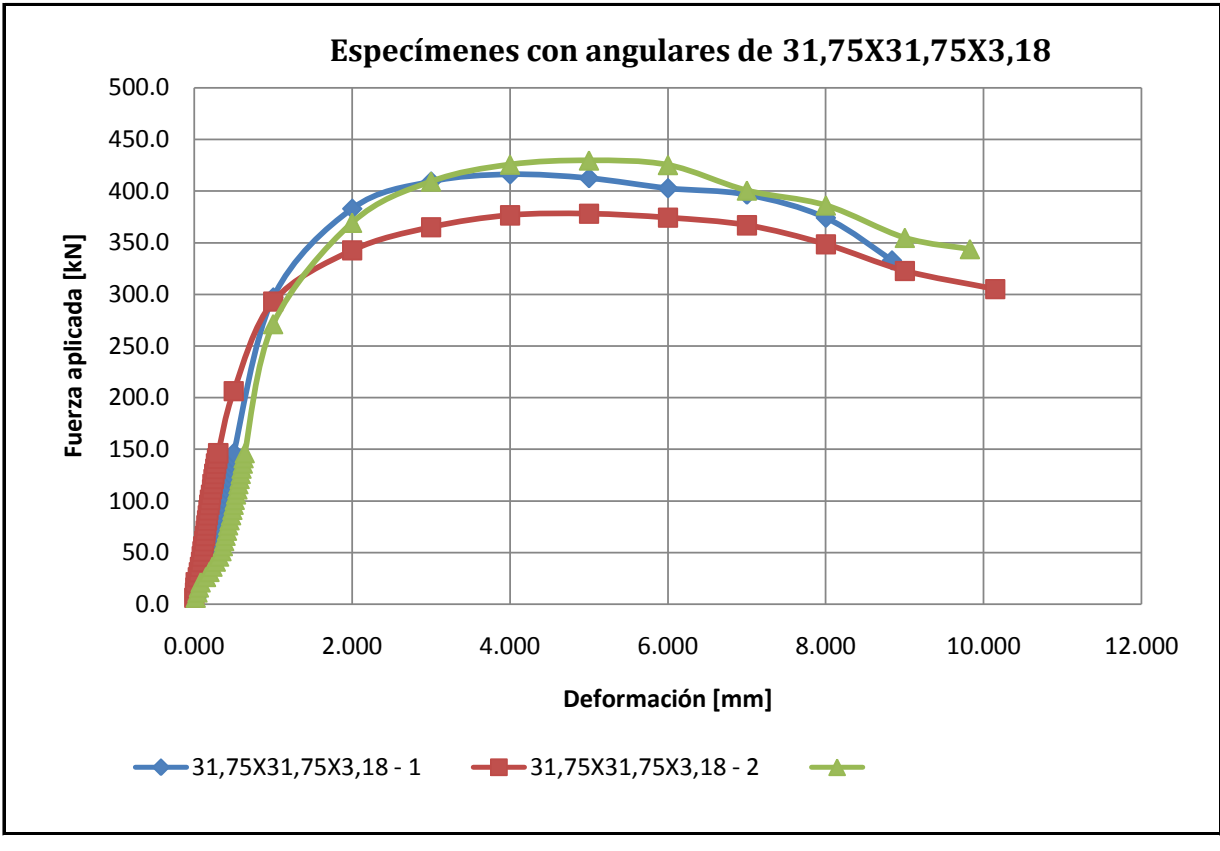
Número de falla **N°6**
Precarga **0.9** kN
Carga máxima **38484.1** kg
Carga máxima / angular **6414.0** kg

Especímen 31,75X31,75X3,18 - N°03

Número de falla **N°5**
Precarga **1.2** kN
Carga máxima **43705.0** kg
Carga máxima / angular **7284.2** kg

Datos promedio por angular

Carga máxima **6921.0** kg
Desviación estándar **452.6** kg
Coeficiente de desviación **7%**



Datos manuales con corrección por precarga

Especímen 1		Especímen 2		Especímen 3	
F (kN)	d (mm)	F (kN)	d (mm)	F (kN)	d (mm)
6.1	0.026	6.1	0.002	6.3	0.020
11.3	0.026	11.2	0.010	11.4	0.042
16.2	0.026	15.9	0.014	16.3	0.060
21.1	0.026	21.0	0.022	21.2	0.082
26.1	0.034	26.0	0.048	26.4	0.150
31.3	0.048	30.9	0.060	31.3	0.194
36.1	0.080	36.0	0.072	36.4	0.232
41.1	0.106	40.9	0.086	41.3	0.274
46.3	0.146	46.1	0.096	46.2	0.316
51.2	0.174	51.0	0.106	51.4	0.346
56.3	0.202	55.9	0.116	56.3	0.364
61.2	0.226	61.0	0.126	61.2	0.380
66.1	0.246		0.138	66.3	0.398
71.0	0.264	71.1	0.146	71.2	0.416
76.1	0.280	76.2	0.154	76.4	0.430
81.3	0.298	80.9	0.164	81.3	0.448
86.2	0.316	86.0	0.172	86.2	0.468
91.1	0.334	90.9	0.182	91.4	0.484
96.2	0.350	96.1	0.192	96.3	0.500
101.1	0.368	101.0	0.202	101.1	0.514
106.1	0.382	105.9	0.212	106.3	0.530
111.2	0.400	111.0	0.226	111.2	0.548
116.1	0.414	116.2	0.232	116.3	0.560
121.3	0.428	121.1	0.246	121.3	0.576
126.2	0.446	126.1	0.256	126.2	0.590
131.3	0.462	130.9	0.268	131.3	0.600
136.3	0.472	136.0	0.278	136.2	0.616
141.1	0.486	140.9	0.292	141.4	0.626
146.1	0.500	146.1	0.304	146.3	0.640
296.9	1.000	206.2	0.500	271.2	1.000
382.9	2.000	293.0	1.000	369.3	2.000
409.2	3.000	342.5	2.000	409.2	3.000
416.2	4.000	365.0	3.000	425.6	4.000
412.5	5.000	376.6	4.000	429.6	5.000
402.7	6.000	378.0	5.000	425.2	6.000
396.5	7.000	374.2	6.000	400.5	7.000
374.1	8.000	366.9	7.000	386.1	8.000
332.8	8.838	348.5	8.000	354.7	
		322.7	9.000	343.8	9.824
		305.0	10.144		

FALLA DE ESPECÍMENES CON ANGULARES DE 25,4X25,4X6,35

Colada Número 3

Resistencia del concreto 238.55 kg/cm²

Especímen 25,4X25,4X6,35 - N°01

Número de falla N°3
 Precarga 1.4 kN
 Carga máxima 39911.7 kg
 Carga máxima/angular 6652.0 kg

Especímen 25,4X25,4X6,35 - N°02

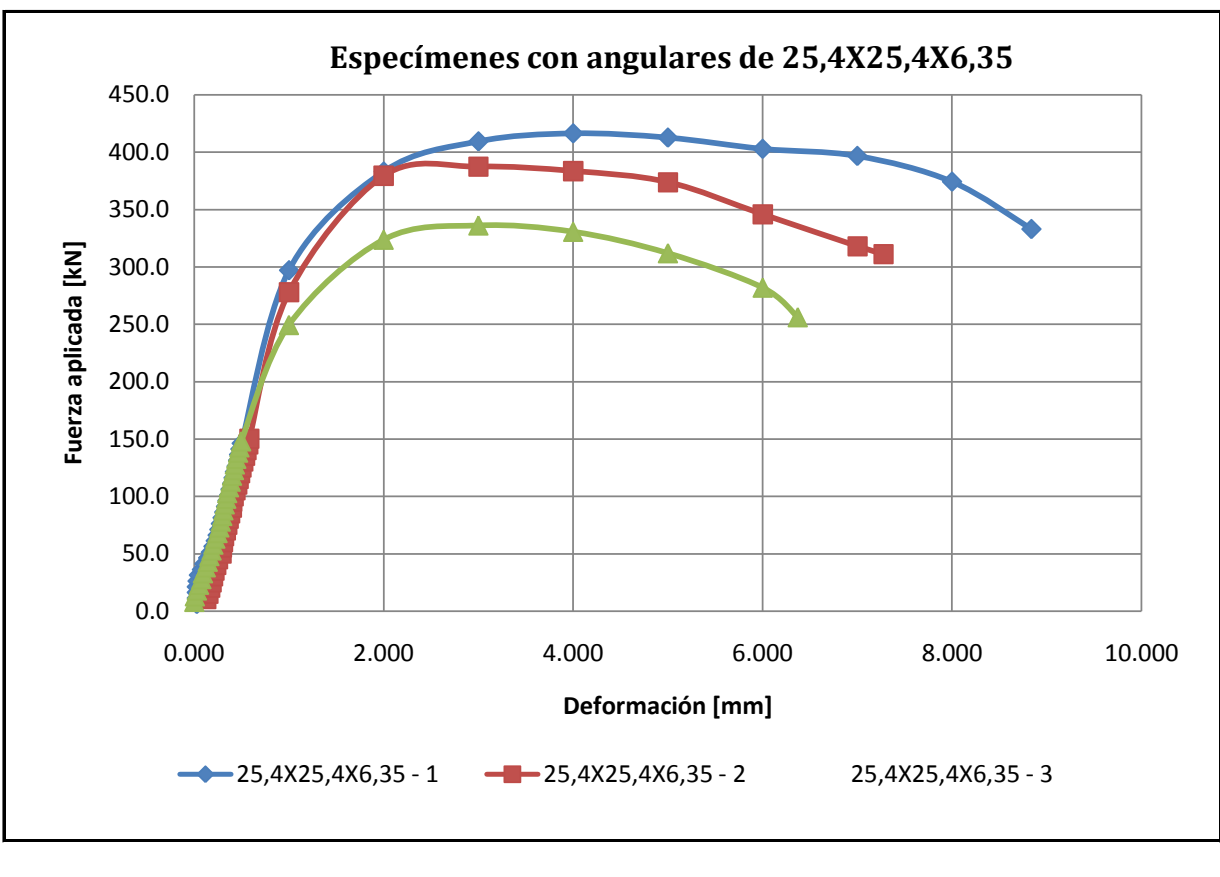
Número de falla N°2
 Precarga 5.2 kN
 Carga máxima 38993.9 kg
 Carga máxima / angular 6499.0 kg

Especímen 25,4X25,4X6,35 - N°03

Número de falla N°1
 Precarga 2.9 kN
 Carga máxima 34109.5 kg
 Carga máxima / angular 5684.9 kg

Datos promedio por angular

Carga máxima 6278.6 kg
 Desviación estándar 519.8 kg
 Coeficiente de desviación 8%



Datos manuales con corrección por precarga

Especímen 1		Especímen 2		Especímen 3	
F (kN)	d (mm)	F (kN)	d (mm)	F (kN)	d (mm)
6.7	0.025	10.5	0.129	8.0	0.002
11.3	0.039	15.2	0.151	12.9	0.008
16.5	0.049	20.3	0.170	18.0	0.029
21.6	0.060	25.0	0.185	23.0	0.052
26.5	0.071	30.4	0.199	27.9	0.077
31.5	0.083	35.3	0.213	33.0	0.093
36.6	0.100	40.4	0.232	38.2	0.123
41.5	0.118	45.3	0.250	43.1	0.144
46.7	0.134	50.2	0.287	48.0	0.161
51.6	0.151	55.3	0.292	52.9	0.184
56.5	0.184	60.2	0.304	58.0	0.203
61.6	0.224	65.4	0.316	63.2	
66.5	0.246	70.3	0.332	68.1	0.247
71.4	0.265	75.2	0.349	73.0	0.266
76.5	0.287	80.4	0.364	78.1	0.281
81.5	0.309	85.3	0.379	83.0	0.297
86.4	0.328	90.2	0.396	87.9	0.309
91.5	0.347	95.3	0.401	93.1	0.323
96.4	0.365	100.2	0.417	98.0	0.339
101.5	0.382	105.4	0.435	102.9	0.349
106.7	0.403	110.3	0.453	108.0	0.368
111.4	0.420	115.4	0.468	112.9	0.386
116.5	0.439	120.3	0.485	118.1	0.400
121.5	0.457	125.2	0.500	123.0	0.420
126.6	0.480	130.4	0.518	127.9	0.430
131.5	0.501	135.3	0.535	132.8	0.445
136.6	0.525	140.2	0.553	138.2	0.464
141.5	0.547	145.3	0.571	142.8	0.478
146.7	0.570	150.2	0.582	148.0	0.496
227.1	1.000	277.9	1.000	249.4	1.000
334.4	2.000	379.3	2.000	323.8	2.000
372.3	3.000	387.2	3.000	336.2	3.000
389.0	4.000	383.4	4.000	330.7	4.000
391.9	5.000	373.7	5.000	312.0	5.000
378.5	6.000	345.7	6.000	282.0	6.000
362.7	7.000	317.9	7.000	256.2	6.370
335.8	8.000	311.0	7.274		
314.2	8.288				

FALLA DE ESPECÍMENES CON ANGULARES DE 38,1X38,1X3,18

Especímen 38,1X38,1X3,18 - GE1

Número de falla	N°1
Resistencia del concreto	243.33 kg/cm ²
Carga máxima	37020.8 kg
Carga máxima/angular	6170.1 kg

Datos promedio por angular

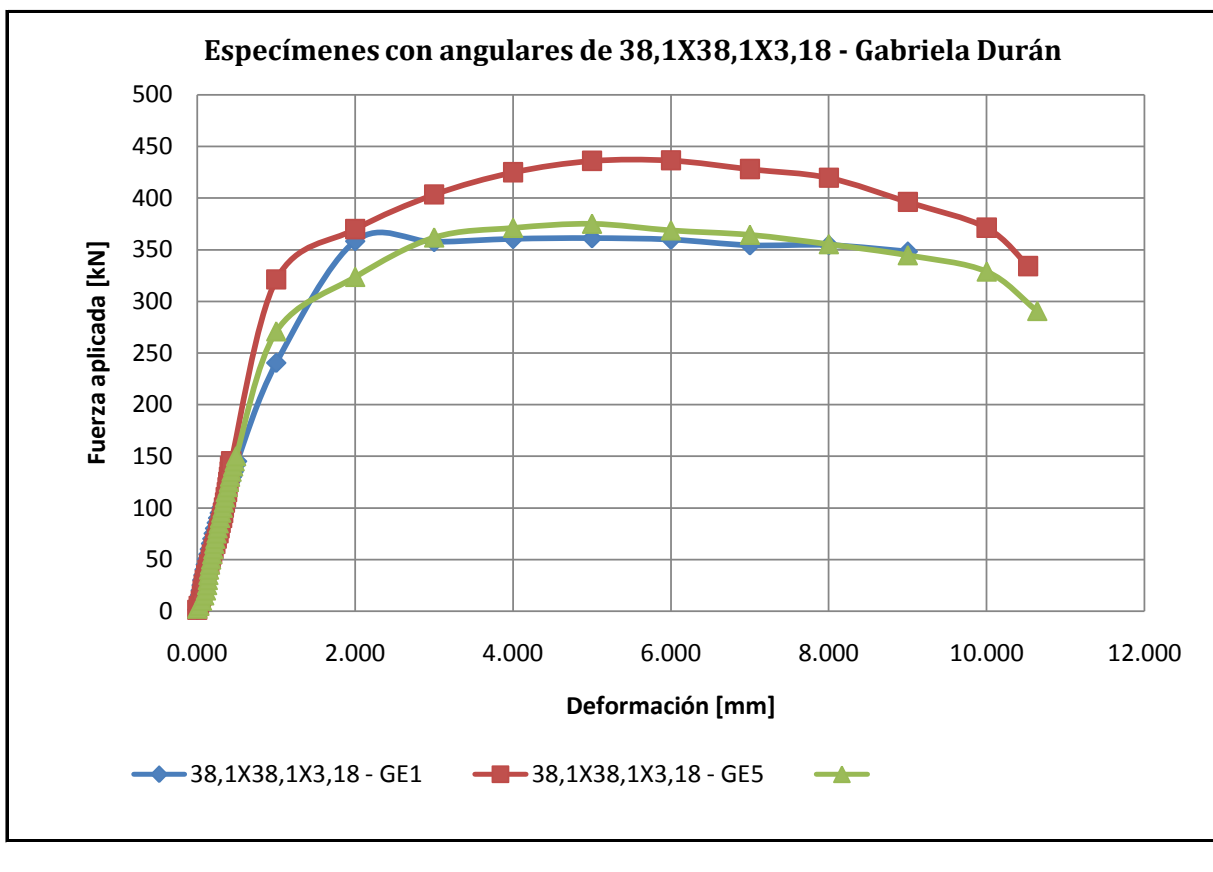
Carga máxima	6685.07 kg
Desviación estándar	711.2 kg
Coefficiente de desviación	11%

Especímen 38,1X38,1X3,18 - GE5

Número de falla	N°5
Resistencia del concreto	243.33 kg/cm ²
Carga máxima	44979.1 kg
Carga máxima / angular	7496.5 kg

Especímen 38,1X38,1X3,18 - GE6

Número de falla	N°6
Resistencia del concreto	258.02 kg/cm ²
Carga máxima	38331.4 kg
Carga máxima / angular	6388.6 kg



Especímen 1'		Especímen 5'		Especímen 6'	
F (N)	d (mm)	F (kN)	d (mm)	F (kN)	d (mm)
1.4	0.000	1.3	0.000	2.3	0.000
10.01	0.022	5.0	0.020	5.1	0.025
15.457	0.034	10.2	0.044	10.0	0.060
20.06	0.043	15.0	0.058	15.2	0.087
25.208	0.054	20.0	0.068	20.0	0.109
30.111	0.063	25.2	0.081	25.2	0.124
35.02	0.078	30.0	0.095	30.1	0.133
40.167	0.092	35.2	0.112	35.0	0.140
45.066	0.107	40.1	0.129	40.2	0.148
50.222	0.123	45.2	0.150	45.0	0.161
55.118	0.141	50.2	0.169	50.0	0.175
60.048	0.158	55.0	0.186		0.189
65.419	0.173	60.2	0.207	60.0	0.203
70.077	0.190	65.1	0.227	65.2	0.215
75.222	0.207	70.0	0.247	70.0	0.228
80.122	0.224	75.4	0.267	75.2	0.243
85.514	0.246	80.0	0.281	80.2	0.257
90.18	0.263	85.2	0.297	85.0	0.271
95.075	0.284	90.1	0.312	90.2	0.288
100.2	0.306	95.0	0.325	95.3	0.303
105.138	0.332	100.2	0.337	100.0	0.321
110.15	0.354	105.0	0.350	105.1	0.335
115.67	0.378	110.2	0.362	110.0	0.350
120.81	0.396	115.1	0.376	115.2	0.360
125.02	0.417	120.0	0.383	120.0	0.384
130.14	0.440	125.2	0.394	125.0	0.400
135.04	0.461	130.0	0.403	130.1	0.415
141.48	0.486	135.2	0.408	135.0	0.434
145.11	0.504	140.1	0.416	140.2	0.454
240.38	1.000	145.0	0.429	145.1	0.473
358.2	2.000	321.0	1.000	150.0	0.491
357.36	3.000	369.8	2.000	270.9	1.000
360.34	4.000	403.3	3.000	323.6	2.000
361.08	5.000	424.8	4.000	361.8	3.000
359.67	6.000	435.9	5.000	371.1	4.000
354.16	7.000	436.3	6.000	375.1	5.000
354.34	8.000	427.9	7.000	368.7	6.000
348.14	9.000	419.5	8.000	364.4	7.000
		396.1	9.000	355.3	8.000
		371.1	10.000	344.6	9.000
		334.0	10.523	328.8	10.000
				290.6	10.640

FALLA DE ESPECÍMENES CON ANGULARES DE 31,75X31,75X6,35

Especímen 31,75X31,75X6,35 - GE2

Número de falla	N°2
Resistencia del concreto	258.02 kg/cm ²
Carga máxima	50924 kg
Carga máxima/angular	8487.3 kg

Datos promedio por angular

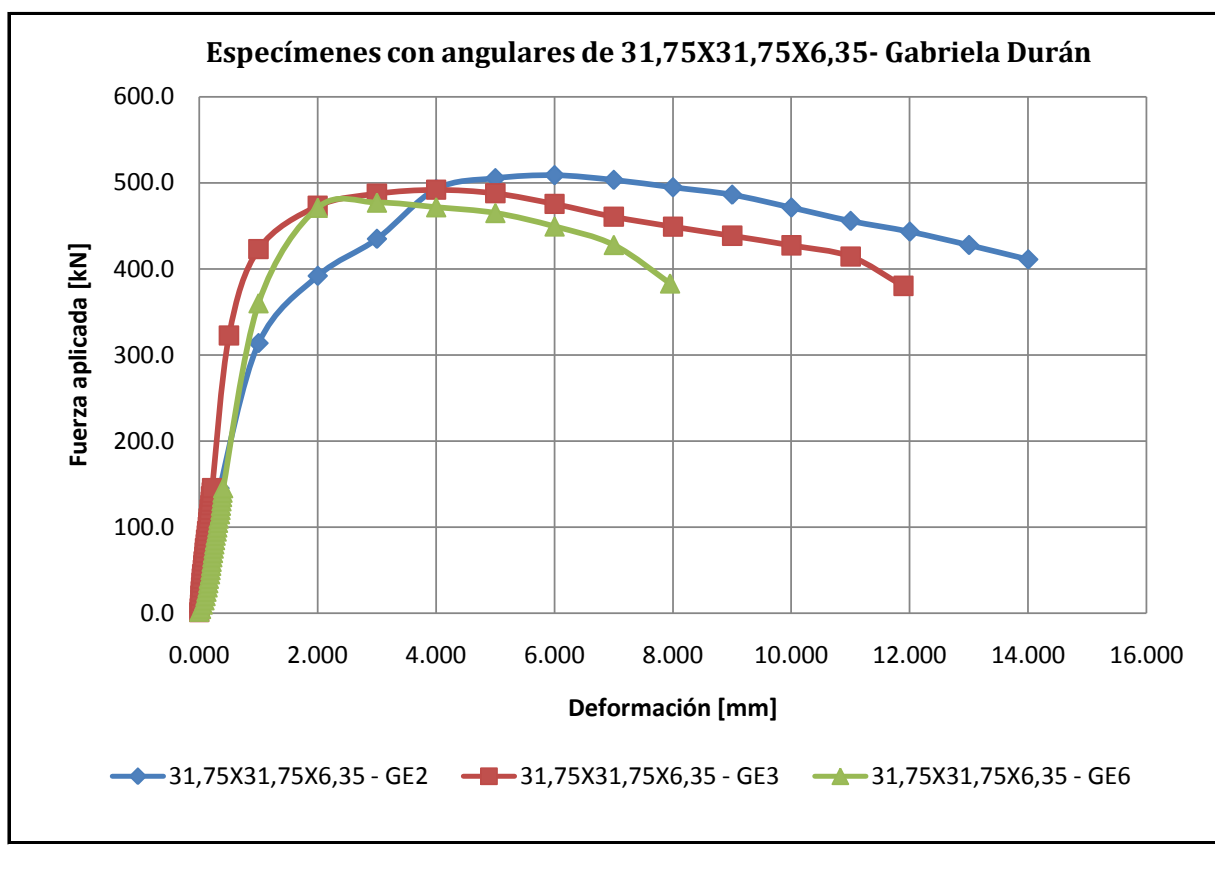
Carga máxima	8340.11 kg
Desviación estándar	159.1 kg
Coefficiente de desviación	2%

Especímen 31,75X31,75X6,35 - GE3

Número de falla	N°3
Resistencia del concreto	258.02 kg/cm ²
Carga máxima	50170 kg
Carga máxima / angular	8361.7 kg

Especímen 31,75X31,75X6,35 - GE4

Número de falla	N°4
Resistencia del concreto	243.33 kg/cm ²
Carga máxima	49028 kg
Carga máxima / angular	8171.3 kg



Especimen 2'		Especimen 3'				Especimen 2'		Especimen 3'	
F (N)	d (mm)	F (kN)	d (mm)	F (kN)	d (mm)	F (N)	d (mm)	F (kN)	d (mm)
1.5	0.000	1.0	0.000	1.8	0.000	427.6	13.000	380.1	11.890
5.0	0.007	5.2	0.005	5.0	0.029	410.9	14.000		
10.2	0.012	10.1	0.011	10.2	0.058				
15.3	0.024	15.0	0.016	15.1	0.087				
20.0	0.031	20.1	0.021	20.0	0.105				
25.1	0.043	25.0	0.027	25.1	0.120				
30.0	0.052	29.9	0.033	30.1	0.140				
35.2	0.064	35.3	0.038	35.0	0.151				
40.1	0.073	40.0	0.044	40.1	0.161				
45.2	0.086	45.1	0.050	45.3	0.181				
	0.093	50.0	0.058	50.2	0.190				
55.0	0.105	55.2	0.067	55.1	0.200				
60.2	0.113	60.1	0.074	59.8	0.208				
65.3	0.125	65.2	0.082	65.1	0.220				
70.0	0.132	70.1	0.092	70.0	0.231				
75.2	0.143	75.3	0.099	75.2	0.243				
80.1	0.152	79.9	0.107	80.1	0.253				
85.2	0.163	85.1	0.116	85.0	0.265				
90.1	0.173	90.0	0.125	90.2	0.276				
95.2	0.186	95.1	0.135	95.0	0.293				
100.1	0.199	100.1	0.142	99.7	0.303				
105.3	0.214	105.2	0.152	105.1	0.316				
110.2	0.229	110.1	0.159	110.0	0.326				
115.1	0.242	115.0	0.167	115.1	0.349				
120.0	0.259	120.2	0.176	120.0	0.358				
125.1	0.275	125.3	0.184	124.9	0.365				
130.1	0.292	129.5	0.191	130.1	0.374				
135.2	0.308	135.4	0.199	135.0	0.384				
140.1	0.325	140.0	0.208	140.1	0.392				
145.0	0.341	145.2	0.216	145.3	0.402				
313.6	1.000	322.5	0.500	360.1	1.000				
391.8	2.000	422.9	1.000	471.0	2.000				
434.8	3.000	473.0	2.000	477.0	3.000				
492.7	4.000	487.3	3.000	471.6	4.000				
505.3	5.000	491.8	4.000	464.9	5.000				
508.8	6.000	487.7	5.000	449.3	6.000				
503.3	7.000	475.4	6.000	427.8	7.000				
494.7	8.000	460.5	7.000	383.1	7.950				
486.1	9.000	449.0	8.000						
471.2	10.000	438.4	9.000						
455.6	11.000	427.3	10.000						
443.2	12.000	414.3	11.000						

FALLA DE ESPECÍMENES CON ANGULARES DE 25,4X25,4X3,18

Especímen 25,4X25,4X3,18 - GE7

Número de falla	N°7
Resistencia del concreto	225.4 kg/cm ²
Carga máxima	26594.2 kg
Carga máxima/angular	4432.4 kg

Datos promedio por angular

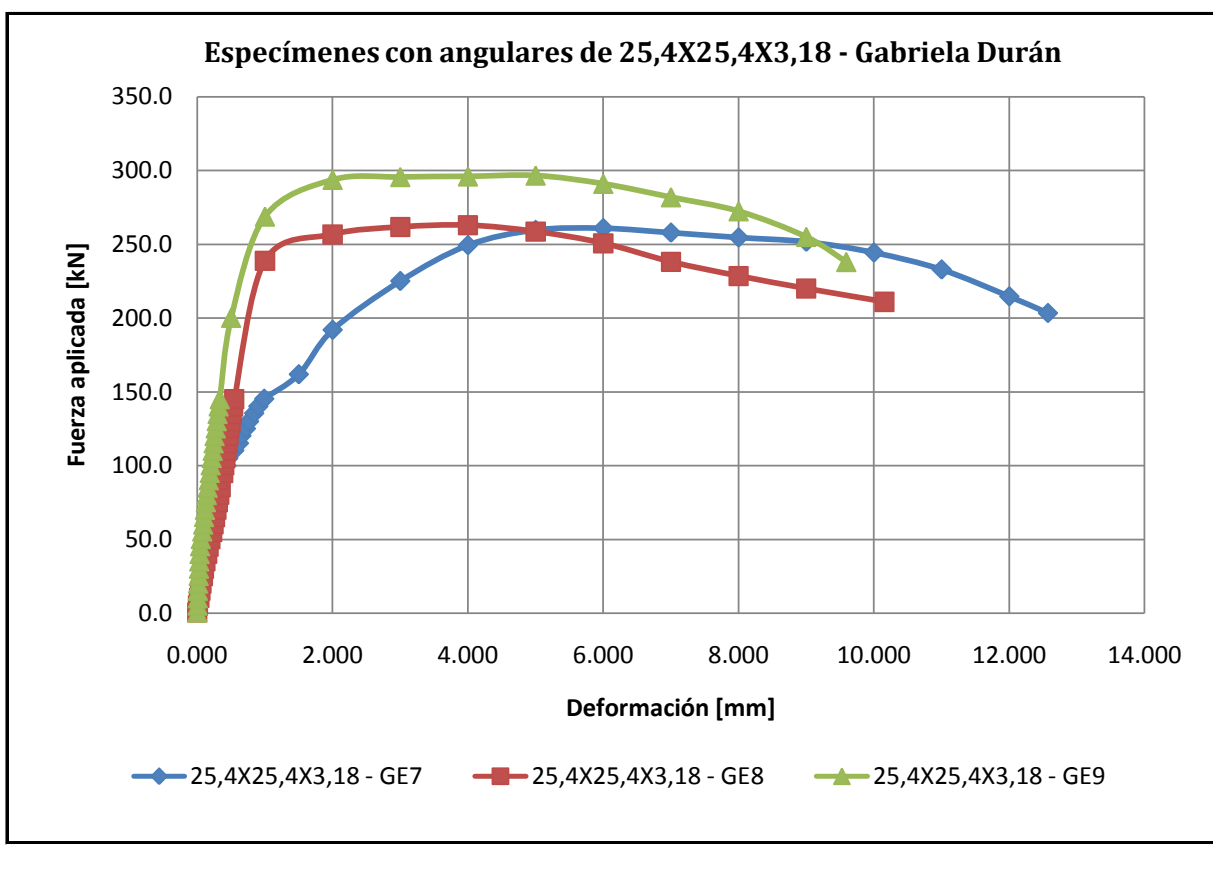
Carga máxima	4660.11 kg
Desviación estándar	348.4 kg
Coefficiente de desviación	7%

Especímen 25,4X25,4X3,18 - GE8

Número de falla	N°8
Resistencia del concreto	225.4 kg/cm ²
Carga máxima	26920.5 kg
Carga máxima / angular	4486.8 kg

Especímen 25,4X25,4X3,18 - GE9

Número de falla	N°9
Resistencia del concreto	225.4 kg/cm ²
Carga máxima	30367.2 kg
Carga máxima / angular	5061.2 kg



Especimen 7'		Especimen 8'		Especimen 9'		Especimen 7'	
F (N)	d (mm)	F (kN)	d (mm)	F (kN)	d (mm)	F (N)	d (mm)
1.2	0.000	0.4	0.000	0.4	0.000	203.3	12.571
5.0	0.006	5.0	0.010	5.1	0.003		
10.1	0.020	10.2	0.027	10.0	0.007		
15.0	0.033	15.1	0.044	15.1	0.008		
20.2	0.044	20.0	0.062	20.0	0.012		
25.3	0.057	25.1	0.081	25.2	0.020		
30.0	0.066	30.0	0.099	30.1	0.025		
35.1	0.077	35.2	0.121	35.0	0.029		
40.0	0.086	40.1	0.144	40.1	0.034		
45.2	0.099	45.0	0.166	45.3	0.041		
50.1	0.107	50.1	0.191	50.2	0.052		
55.2	0.139	55.0		55.3	0.073		
60.1	0.152	60.2	0.240	60.0	0.087		
65.0	0.168	65.1	0.261	65.1	0.100		
70.2	0.187	70.0	0.283	70.0	0.113		
75.3	0.210	75.1	0.304	75.2	0.127		
80.2	0.246	80.1	0.323	80.1	0.140		
85.1	0.269	85.2	0.344	85.0	0.153		
90.2	0.342	90.3	0.303	90.1	0.170		
95.2	0.368	95.0	0.379	95.0	0.184		
100.0	0.429	100.2	0.397	100.2	0.198		
105.0	0.459	105.0	0.412	105.1	0.213		
110.2	0.547	110.2	0.429	110.0	0.228		
115.1	0.615	115.1	0.445	115.1	0.242		
120.2	0.652	120.0	0.461	120.0	0.255		
125.0	0.718	125.2	0.478	125.2	0.273		
129.9	0.765	130.0	0.494	130.1	0.287		
135.4	0.840	135.0	0.510	135.0	0.300		
140.1	0.902	140.1	0.529	140.1	0.316		
145.2	0.989	145.0	0.546	145.0	0.332		
161.8	1.500	238.9	1.000	200.2	0.500		
191.9	2.000	256.7	2.000	268.8	1.000		
225.0	3.000	261.7	3.000	293.7	2.000		
249.3	4.000	262.9	4.000	295.6	3.000		
259.6	5.000	258.6	5.000	296.0	4.000		
260.8	6.000	250.7	6.000	296.6	5.000		
257.8	7.000	238.1	7.000	291.0	6.000		
254.5	8.000	228.5	8.000	281.9	7.000		
251.6	9.000	220.0	9.000	272.4	8.000		
244.3	10.000	211.0	10.154	255.0	9.000		
232.8	11.000			238.0	9.591		
214.6	12.000						

FALLA DE ESPECÍMENES CON ANGULARES DE 25,4X25,4X4,76

Especimen 25,4X25,4X4,76 - GE10

Número de falla	N°10
Resistencia del concreto	216.75 kg/cm ²
Carga máxima	35200.6 kg
Carga máxima/angular	5866.8 kg

Datos promedio por angular

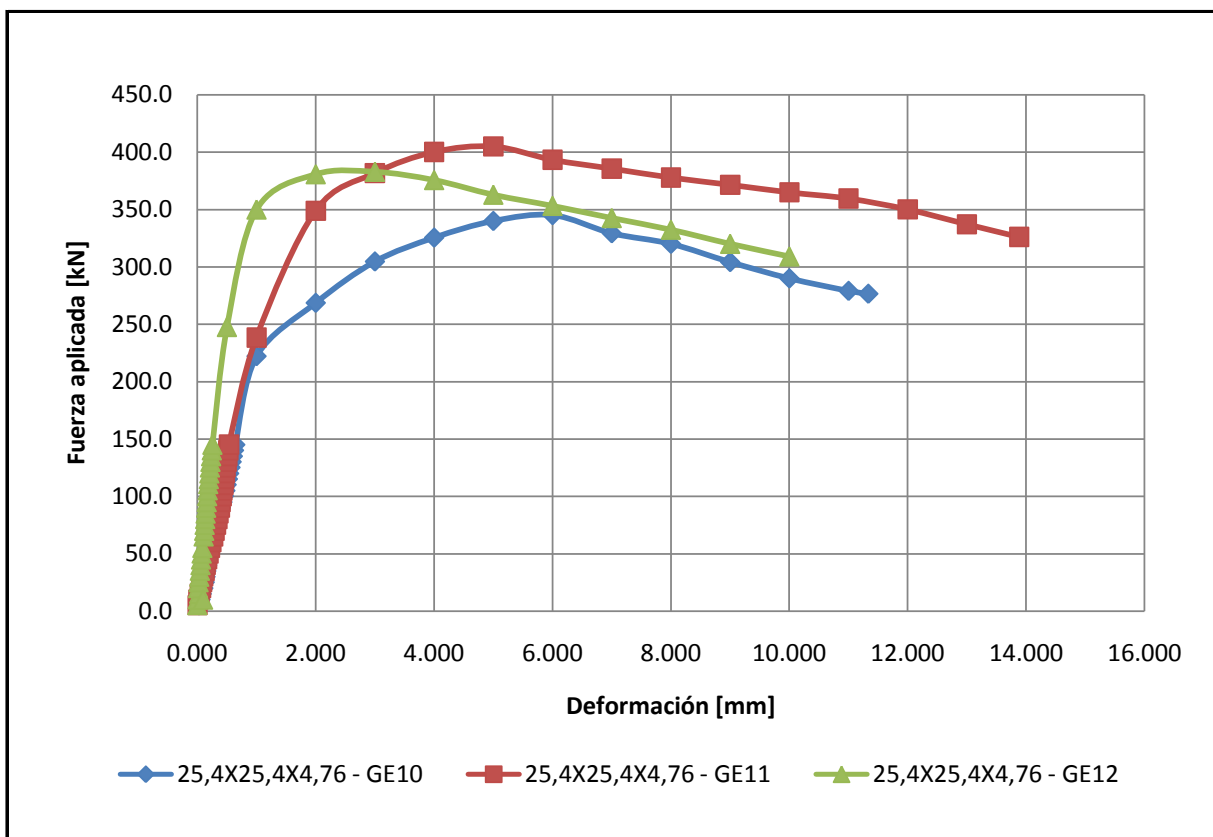
Carga máxima	6447.44 kg
Desviación estándar	532.8 kg
Coefficiente de desviación	8%

Especimen 25,4X25,4X4,76 - GE11

Número de falla	N°11
Resistencia del concreto	216.75 kg/cm ²
Carga máxima	41482.1 kg
Carga máxima / angular	6913.7 kg

Especimen 25,4X25,4X4,76 - GE12

Número de falla	N°12
Resistencia del concreto	216.75 kg/cm ²
Carga máxima	39371.2 kg
Carga máxima / angular	6561.9 kg



Proyecto:
Tesis Conectores de Cortante

Resultados de falla de especímenes
Vigas IPN - María Gabriela Durán

8 de 8

Especímen 10'		Especímen 11'		Especímen 12'		Especímen 11'	
F (N)	d (mm)	F (kN)	d (mm)	F (kN)	d (mm)	F (N)	d (mm)
5.0	0.030	5.1	0.005	5.2	0.000	326.1	13.881
10.2	0.054	10.0	0.020	10.2	0.005		
15.1	0.074	15.1	0.041	15.2	0.030		
20.0	0.101	20.0	0.063	20.0	0.012		
25.2	0.124	25.2	0.083	25.2	0.021		
30.0	0.138	30.1	0.101	30.0	0.033		
35.0	0.152	35.0	0.120	35.2	0.043		
40.1	0.167	40.1	0.143	40.1	0.054		
45.0	0.180	45.0	0.167	45.0	0.063		
50.2	0.198	50.2	0.189	50.2	0.073		
55.0		55.1	0.213	55.1	0.085		
60.2	0.240	60.0	0.238	10.0	0.097		
65.1	0.266	65.1	0.264	65.1	0.107		
70.0	0.290	70.0	0.288	70.0	0.116		
75.2	0.318	75.2	0.312	75.2	0.124		
80.1	0.345	80.1	0.337	80.3	0.133		
85.2	0.372	85.0	0.359	85.0	0.140		
90.1	0.397	90.2	0.378	90.1	0.149		
95.0	0.424	95.1	0.394	95.0	0.158		
100.2	0.449	100.0	0.410	100.2	0.166		
105.0	0.473	105.1	0.425	105.3	0.175		
110.2	0.495	110.0	0.438	110.7	0.184		
115.1	0.516	115.1	0.452	115.1	0.194		
120.0	0.537	120.0	0.466	120.0	0.203		
125.2	0.560	125.0	0.478	125.2	0.213		
130.1	0.579	130.1	0.492	130.1	0.222		
135.0	0.600	135.0	0.506	135.0	0.233		
140.1	0.619	140.1	0.523	140.1	0.245		
145.0	0.641	145.0	0.535	145.0	0.255		
222.1	1.000	238.4	1.000	247.6	0.500		
268.6	2.000	349.0	2.000	350.0	1.000		
304.6	3.000	381.8	3.000	380.8	2.000		
325.4	4.000	400.2	4.000	382.9	3.000		
339.9	5.000	405.0	5.000	375.7	4.000		
345.0	6.000	393.4	6.000	362.9	5.000		
329.2	7.000	385.7	7.000	353.2	6.000		
320.0	8.000	377.9	8.000	342.6	7.000		
304.1	9.000	371.6	9.000	332.4	8.000		
289.9	10.000	365.0	10.000	320.1	9.000		
279.0	11.000	359.6	11.000	309.1	10.000		
276.5	11.333	350.1	12.000				
		337.2	13.000				

FALLA DE ESPECÍMENES CON ANGULARES DE 25,4X25,4X3,18

Especímen 25,4X25,4X3,18 - R-A

Resistencia del concreto	315.85 kg/cm ²
Carga máxima	17969.4 kg
Carga máxima/angular	2994.9 kg

Datos promedio por angular

Carga máxima	4185.58 kg
Desviación estándar	1175.1 kg
Coefficiente de desviación	28%

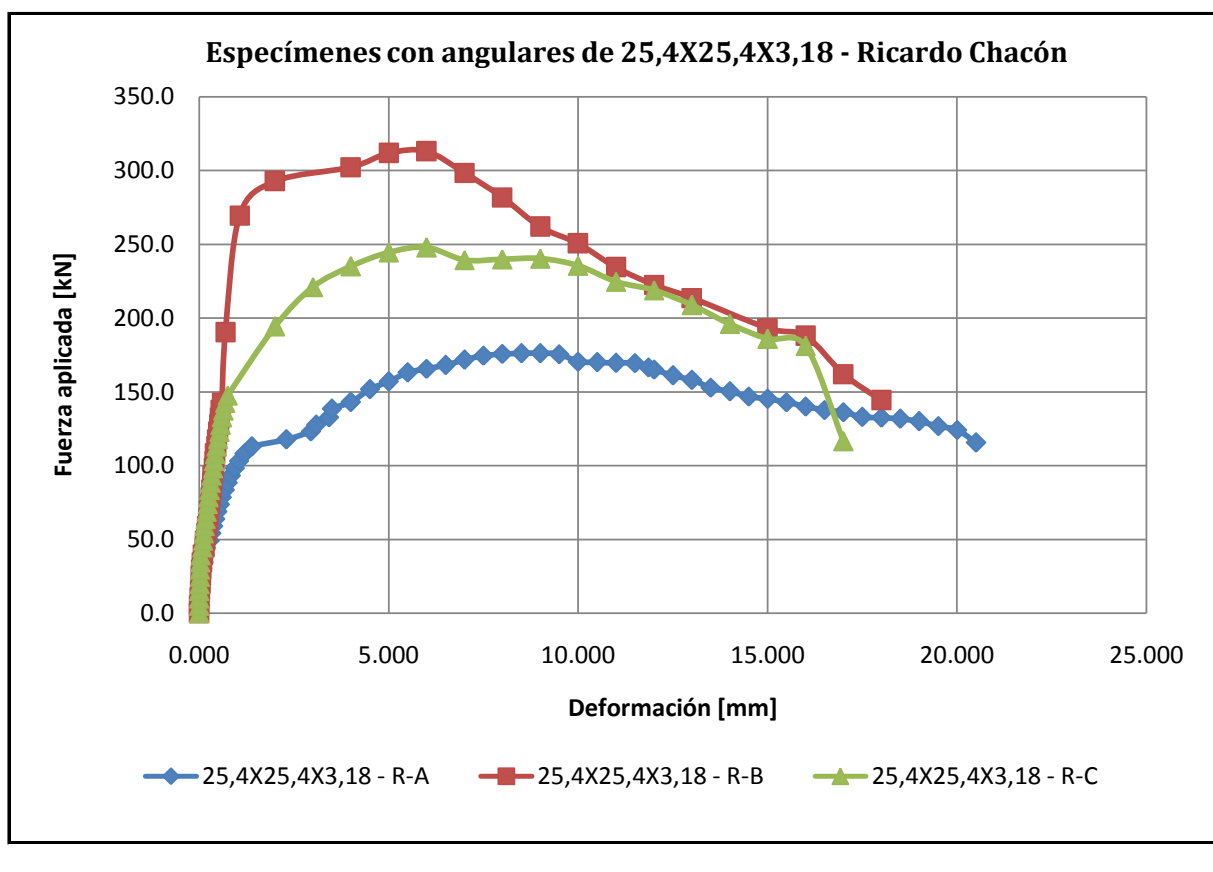
Especímen 25,4X25,4X3,18 - R-B

Resistencia del concreto	315.85 kg/cm ²
Carga máxima	32066.3 kg
Carga máxima / angular	5344.4 kg

2994.9
5344.4
4217.5

Especímen 25,4X25,4X3,18 - R-C

Resistencia del concreto	315.85 kg/cm ²
Carga máxima	25304.8 kg
Carga máxima / angular	4217.5 kg



Especimen A'		Especimen B'		Especimen C'	
F (N)	d (mm)	F (kN)	d (mm)	F (kN)	d (mm)
0.0	0.000	0.0	0.000	0.0	0.000
5.0	0.010	5.1	0.000	5.0	0.000
9.9	0.020	10.0	0.004	9.9	0.000
14.8	0.024	14.9	0.014	15.1	0.002
19.7	0.026	19.8	0.032	19.8	0.006
24.6	0.040	24.9	0.048	24.7	0.014
30.2	0.078	29.6	0.060	29.6	0.020
34.4	0.106	34.5	0.078	34.5	0.026
39.3	0.136	39.4	0.104	39.2	0.034
44.2	0.170	44.5	0.138	44.5	0.086
49.1	0.274	49.2	0.162	49.2	0.098
54.0	0.314	54.1		54.1	0.118
58.9	0.364	59.0	0.202	59.0	0.142
63.9	0.418	63.9	0.230	63.9	0.166
68.8	0.476	68.8	0.250	68.8	0.192
73.7	0.540	73.7	0.276	73.9	0.220
78.6	0.594	78.6	0.296	78.6	0.246
83.5	0.672	83.5	0.316	83.5	0.274
88.4	0.748	88.4	0.336	88.4	0.302
93.3	0.830	93.3	0.360	93.3	0.332
98.2	0.936	98.2	0.380	98.2	0.364
103.1	1.050	103.1	0.400	103.1	0.396
108.2	1.190	108.0	0.424	108.0	0.426
112.9	1.385	112.9	0.446	112.9	0.462
117.7	2.300	117.8	0.468	118.1	0.494
123.2	2.946	122.7	0.494	123.0	0.530
127.6	3.085	127.6	0.520	127.6	0.566
132.7	3.425	132.5	0.542	132.8	0.604
138.5	3.500	137.5	0.574	137.4	0.640
143.0	4.000	142.4	0.598	142.6	0.680
151.7	4.500	190.2	0.690	147.5	0.750
157.0	5.000	269.5	1.066	194.3	2.000
163.0	5.500	292.8	2.000	221.0	3.000
165.5	6.000	302.2	4.000	235.1	4.000
168.1	6.500	311.8	5.000	244.6	5.000
171.7	7.000	313.0	6.000	247.9	6.000
174.5	7.500	298.4	7.000	239.4	7.000
175.6	8.000	281.8	8.000	239.8	8.000
176.1	8.500	261.8	9.000	240.3	9.000
176.0	9.000	250.6	10.000	235.4	10.000
175.4	9.500	234.3	11.000	224.6	11.000
170.4	10.000	222.5	12.000	218.9	12.000

FALLA DE ESPECÍMENES CON ANGULARES DE 25,4X25,4X6,35

Especímen 25,4X25,4X6,35 - R-D

Resistencia del concreto	247.72 kg/cm ²
Carga máxima	39132.5 kg
Carga máxima/angular	6522.1 kg

Datos promedio por angular

Carga máxima	6947.84 kg
Desviación estándar	394.6 kg
Coefficiente de desviación	6%

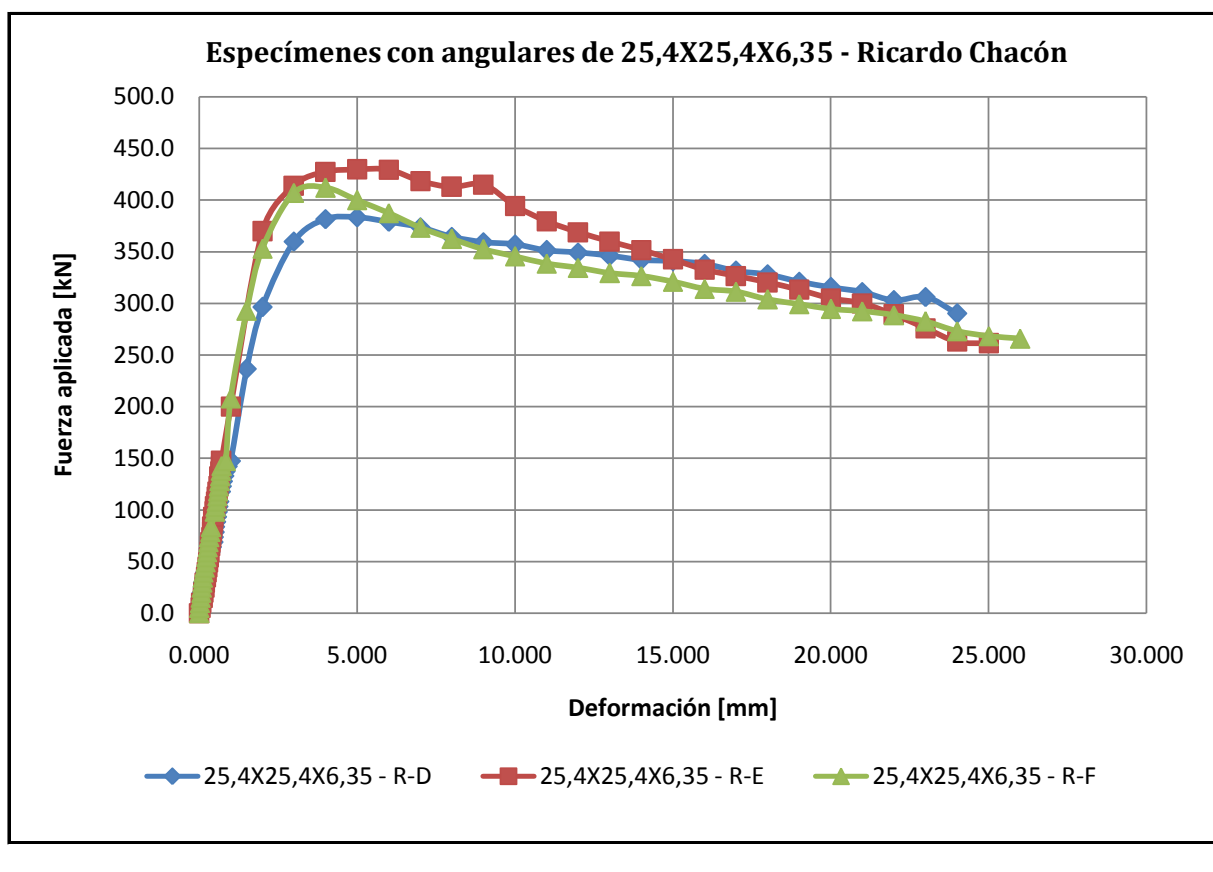
Especímen 25,4X25,4X6,35 - R-E

Resistencia del concreto	247.72 kg/cm ²
Carga máxima	43807.3 kg
Carga máxima / angular	7301.2 kg

6522.1
7301.2
7020.2

Especímen 25,4X25,4X6,35 - R-F

Resistencia del concreto	247.72 kg/cm ²
Carga máxima	42121.3 kg
Carga máxima / angular	7020.2 kg



Especimen A'		Especimen B'		Especimen C'	
F (N)	d (mm)	F (kN)	d (mm)	F (kN)	d (mm)
0.0	0.000	0.0	0.000	0.0	0.000
9.9	0.044	5.0	0.040	5.1	0.000
14.8	0.060	9.9	0.072	10.0	0.016
19.7	0.082	14.8	0.106	14.9	0.042
24.6	0.106	19.7	0.138	19.8	0.062
29.5	0.128	24.6	0.164	24.7	0.080
34.4	0.166	29.5	0.184	29.6	0.098
39.3	0.194	34.6	0.208	34.5	0.114
44.2	0.238	39.3	0.230	39.4	0.134
49.1	0.278	44.2	0.254	44.3	0.172
54.0	0.308	49.2	0.276	49.2	0.198
58.9	0.352		0.298	54.1	0.220
63.8	0.398	59.0	0.322	59.0	0.246
68.7	0.446	64.8	0.350	63.9	
73.6	0.458	68.8	0.364	68.8	0.288
78.5	0.486	73.7	0.382	73.7	0.316
83.4	0.500	78.6	0.400	78.6	0.344
88.3	0.532	83.5	0.418	83.5	0.374
93.2	0.558	88.4	0.438	98.2	0.500
98.1	0.584	93.3	0.454	103.1	0.520
103.0	0.606	98.2	0.482	108.0	0.546
107.9	0.632	103.1	0.510	113.2	0.570
117.7	0.682	108.0	0.540	117.8	0.594
122.9	0.710	112.9	0.566	122.7	0.618
127.5	0.744	117.8	0.586	127.9	0.642
132.9	0.788	122.7	0.606	132.5	0.664
137.3	0.832	127.6	0.626	137.9	0.688
142.2	0.900	132.5	0.644	142.6	0.710
147.1	1.000	137.4	0.662	147.3	0.840
236.4	1.500	142.3	0.682	208.0	1.000
296.3	2.000	147.2	0.700	292.9	1.500
359.8	3.000	200.1	1.000	353.0	2.000
381.4	4.000	369.6	2.000	407.0	3.000
383.3	5.000	413.9	3.000	412.0	4.000
378.9	6.000	427.4	4.000	399.9	5.000
373.5	7.000	429.6	5.000	387.3	6.000
364.2	8.000	429.3	6.000	373.2	7.000
359.2	9.000	418.3	7.000	362.4	8.000
357.1	10.000	412.7	8.000	352.4	9.000
351.3	11.000	414.9	9.000	345.5	10.000
349.1	12.000	394.2	10.000	338.5	11.000
346.1	13.000	379.4	11.000	334.3	12.000

Proyecto: Resultados de falla de especímenes
Tesis Conectores de Cortante Tubo rectangular - Ricardo Chacón Vega

6 de 12

Especimen A'		Especimen B'		Especimen C'	
F (N)	d (mm)	F (kN)	d (mm)	F (kN)	d (mm)
342.0	14.000	368.8	12.000	329.3	13.000
340.8	15.000	359.8	13.000	326.4	14.000
338.2	16.000	351.5	14.000	320.9	15.000
331.4	17.000	342.5	15.000	314.0	16.000
328.0	18.000	332.5	16.000	311.3	17.000
320.9	19.000	326.4	17.000	303.8	18.000
315.6	20.000	320.1	18.000	299.1	19.000
311.0	21.000	313.2	19.000	294.5	20.000
302.8	22.000	304.8	20.000	292.3	21.000
306.1	23.000	299.8	21.000	288.6	22.000
290.0	24.000	289.1	22.000	282.6	23.000
		275.9	23.000		24.000
		262.9	24.000	268.3	25.000
		261.2	25.000	265.8	26.000

FALLA DE ESPECÍMENES CON ANGULARES DE 31,75X31,75X4,76

Especímen 31,75X31,75X4,76 - R-G

Datos promedio por angular

Resistencia del concreto	221.51 kg/cm ²
Carga máxima	43922.5 kg
Carga máxima/angular	7320.4 kg

Carga máxima	7264.92 kg
Desviación estándar	392.4 kg
Coefficiente de desviación	5%

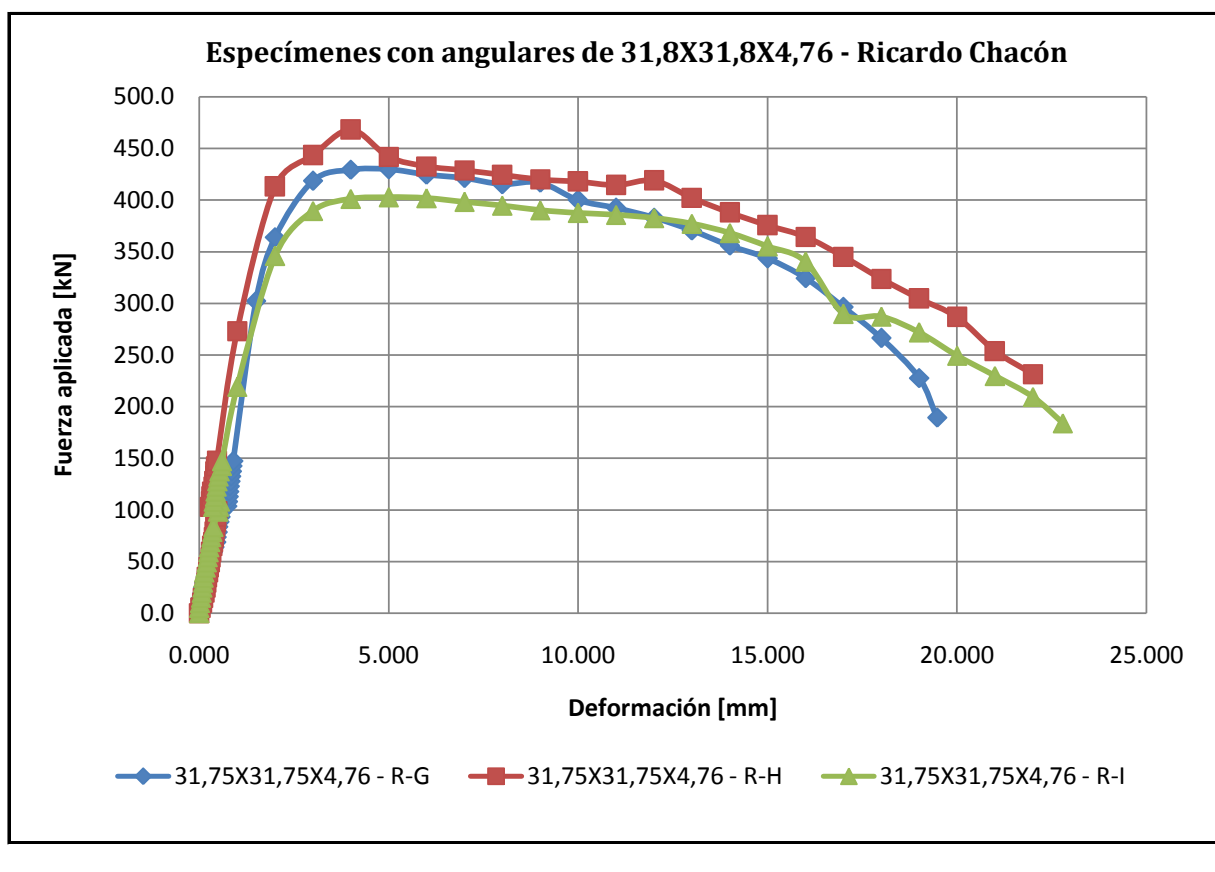
Especímen 31,75X31,75X4,76 - R-H

Resistencia del concreto	221.51 kg/cm ²
Carga máxima	45759.4 kg
Carga máxima / angular	7626.6 kg

7320.4
7626.6
6847.8

Especímen 31,75X31,75X4,76 - R-I

Resistencia del concreto	221.51 kg/cm ²
Carga máxima	41086.7 kg
Carga máxima / angular	6847.8 kg



Especimen A'		Especimen B'		Especimen C'	
F (N)	d (mm)	F (kN)	d (mm)	F (kN)	d (mm)
0.0	0.000	0.0	0.000	0.0	0.000
9.9	0.044	5.0	0.040	5.1	0.000
14.8	0.060	9.9	0.072	10.0	0.016
19.7	0.082	14.8	0.106	14.9	0.042
24.6	0.106	19.7	0.138	19.8	0.062
29.5	0.128	24.6	0.164	24.7	0.080
34.4	0.166	29.5	0.184	29.6	0.098
39.3	0.194	34.6	0.208	34.5	0.114
44.2	0.238	39.3	0.230	39.4	0.134
49.1	0.278	44.2	0.254	44.3	0.172
54.0	0.308	49.2	0.276	49.2	0.198
58.9		54.1		54.1	0.220
63.8	0.398	59.0	0.322	59.0	0.246
68.7	0.446	64.8	0.350	63.9	0.266
73.6	0.458	68.8	0.364	68.8	0.288
78.5	0.486	73.7	0.382	73.7	0.316
83.4	0.500	78.6	0.400	78.6	0.344
88.3	0.532	83.5	0.418	83.5	0.374
93.2	0.558	88.4	0.438	98.2	0.500
98.1	0.584	93.3	0.454	103.1	0.520
103.0	0.606	98.2	0.482	108.0	0.546
103.6	0.738	103.0	0.292	103.0	0.362
108.0	0.756	107.9	0.308	107.9	0.386
112.9	0.774	112.8	0.330	112.8	0.410
117.8	0.788	117.7	0.350	117.7	0.434
122.9	0.806	122.6	0.370	122.6	0.456
127.6	0.824	127.5	0.390	127.7	0.482
132.5	0.840	132.7	0.418	132.4	0.508
137.4	0.858	137.3	0.434	137.3	0.538
142.6	0.876	142.2	0.452	142.5	0.598
147.3	0.900	147.1	0.468	147.1	0.600
302.1	1.500	273.0	1.000	219.2	1.000
364.0	2.000	413.0	2.000	345.9	2.000
418.6	3.000	443.4	3.000	389.4	3.000
429.3	4.000	468.1	4.000	401.2	4.000
429.7	5.000	441.7	5.000	402.7	5.000
424.6	6.000	432.5	6.000	401.9	6.000
421.3	7.000	428.7	7.000	398.3	7.000
415.3	8.000	424.5	8.000	394.7	8.000
416.9	9.000	420.0	9.000	390.1	9.000
400.0	10.000	417.9	10.000	387.6	10.000
392.4	11.000	414.4	11.000	385.7	11.000

Especímen A'		Especímen B'		Especímen C'	
F (N)	d (mm)	F (kN)	d (mm)	F (kN)	d (mm)
382.9	12.000	418.8	12.000	382.5	12.000
370.5	13.000	402.1	13.000	377.0	13.000
355.8	14.000	387.8	14.000	368.0	14.000
343.5	15.000	375.4	15.000	355.2	15.000
324.3	16.000	364.3	16.000	340.3	16.000
296.3	17.000	345.0	17.000	289.7	17.000
266.4	18.000	323.6	18.000	287.2	18.000
227.7	19.000	304.5	19.000	271.9	19.000
189.3	19.474	286.6	20.000	249.2	20.000
		253.7	21.000	229.7	21.000
		231.3	22.000	209.3	22.000
				183.9	22.790

FALLA DE ESPECÍMENES CON ANGULARES DE 38,1X38,1X3,18

Especímen 38,1X38,1X3,18 - R-J

Datos promedio por angular

Resistencia del concreto	239.5 kg/cm ²
Carga máxima	37534.2 kg
Carga máxima/angular	6255.7 kg

Carga máxima	6525.94 kg
Desviación estándar	236.9 kg
Coefficiente de desviación	4%

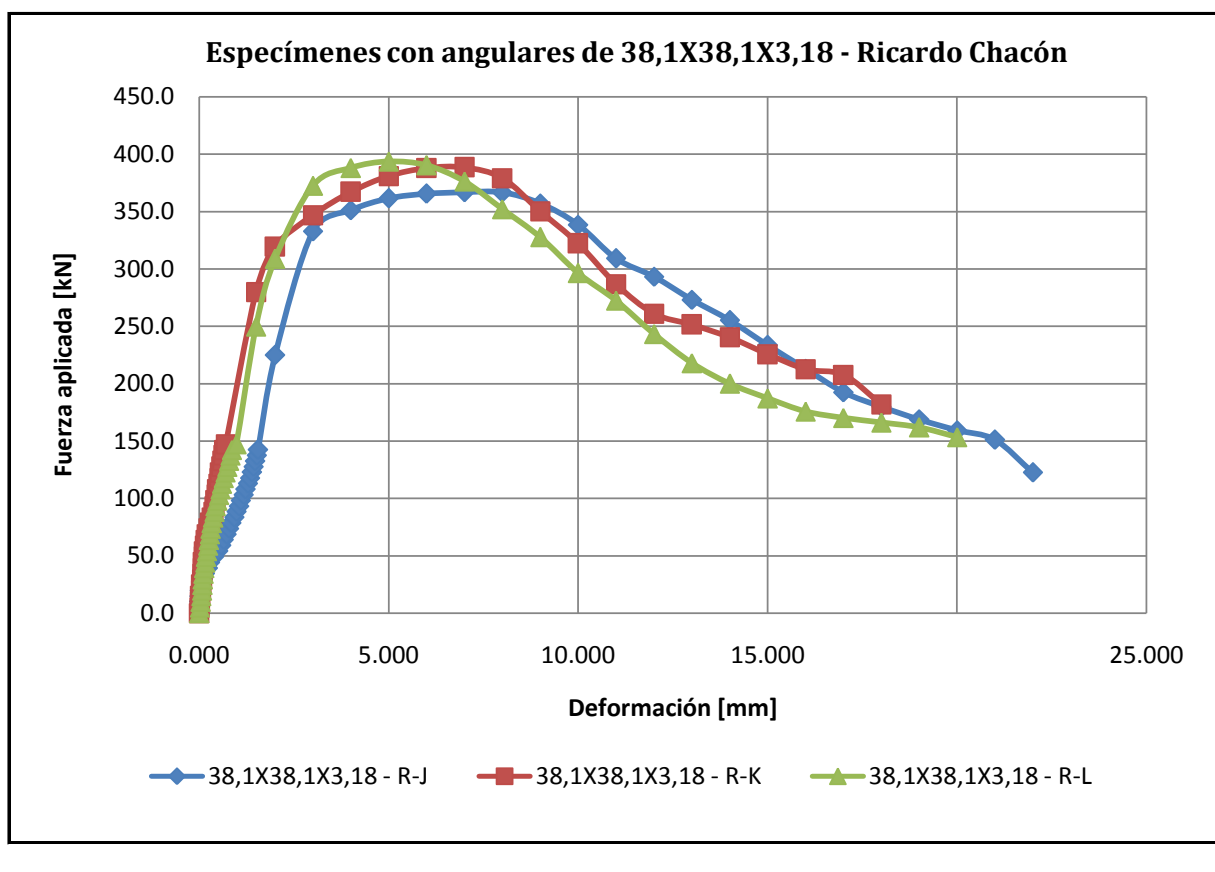
Especímen 38,1X38,1X3,18 - R-K

Resistencia del concreto	239.5 kg/cm ²
Carga máxima	39746.2 kg
Carga máxima / angular	6624.4 kg

6255.7
6624.4
6697.8

Especímen 38,1X38,1X3,18 - R-L

Resistencia del concreto	239.5 kg/cm ²
Carga máxima	40186.5 kg
Carga máxima / angular	6697.8 kg



Especimen A'		Especimen B'		Especimen C'	
F (N)	d (mm)	F (kN)	d (mm)	F (kN)	d (mm)
0.0	0.000	0.0	0.000		0.000
5.0	0.000	4.9	0.004	5.0	0.014
10.0	0.000	9.8	0.016	9.9	0.038
14.8	0.010	14.7	0.030	14.8	0.054
19.8	0.020	19.7	0.044	19.7	0.070
24.7	0.052	24.6	0.058	24.6	0.088
29.6	0.092	29.5	0.070	29.5	0.096
34.5	0.148	34.4	0.082	34.4	0.114
39.3	0.226	39.3	0.092	39.3	0.132
44.2		44.2	0.106	44.2	0.156
49.2	0.390	49.1	0.118	49.1	0.180
54.1	0.500	54.0	0.132	54.0	0.205
59.0	0.578	58.9	0.148	58.9	0.230
63.9	0.642	63.8	0.180	63.8	0.254
68.8	0.720	68.7	0.208	68.7	0.278
73.7	0.786	73.6	0.240	73.6	0.302
78.6	0.848	78.5	0.292	78.5	0.332
83.5	0.928	83.4	0.340	83.4	0.368
88.4	0.984	88.3	0.372	88.3	0.400
93.3	1.054	93.2	0.402	93.2	0.434
98.2	1.094	98.1	0.434	98.1	0.476
103.1	1.170	103.0	0.458	103.0	0.520
108.0	1.220	108.1	0.482	107.9	0.560
112.9	1.284	112.8	0.504	112.8	0.600
117.8	1.338	117.7	0.530	117.7	0.646
123.0	1.390	122.6	0.556	122.6	0.692
127.6	1.434	127.5	0.580	127.5	0.736
132.6	1.474	132.4	0.606	132.7	0.784
137.5	1.516	137.3	0.634	137.3	0.822
142.3	1.550	142.2	0.656	142.2	0.860
224.7	2.000	147.1	0.700	147.1	0.980
332.6	3.000	279.9	1.500	249.7	1.500
351.0	4.000	319.6	2.000	308.7	2.000
361.5	5.000	346.8	3.000	372.5	3.000
365.5	6.000	367.0	4.000	388.0	4.000
366.8	7.000	380.9	5.000	393.6	5.000
366.6	8.000	387.9	6.000	390.3	6.000
357.0	9.000	388.4	7.000	376.2	7.000
338.3	10.000	378.9	8.000	352.0	8.000
309.1	11.000	350.2	9.000	327.7	9.000
293.1	12.000	322.1	10.000	296.4	10.000
273.1	13.000	286.6	11.000	272.4	11.000

Especimen A'		Especimen B'		Especimen C'	
F (N)	d (mm)	F (kN)	d (mm)	F (kN)	d (mm)
255.2	14.000	260.9	12.000		12.000
233.5	15.000	251.5	13.000	217.9	13.000
212.8	16.000	240.4	14.000	200.0	14.000
192.4	17.000	225.7	15.000	187.2	15.000
179.9	18.000	212.5	16.000	175.7	16.000
168.8	19.000	207.7	17.000	170.1	17.000
159.3	20.000	181.8	18.000	166.1	18.000
151.1	21.000			161.9	19.000
122.5	22.000			153.4	20.000

ANEXO E

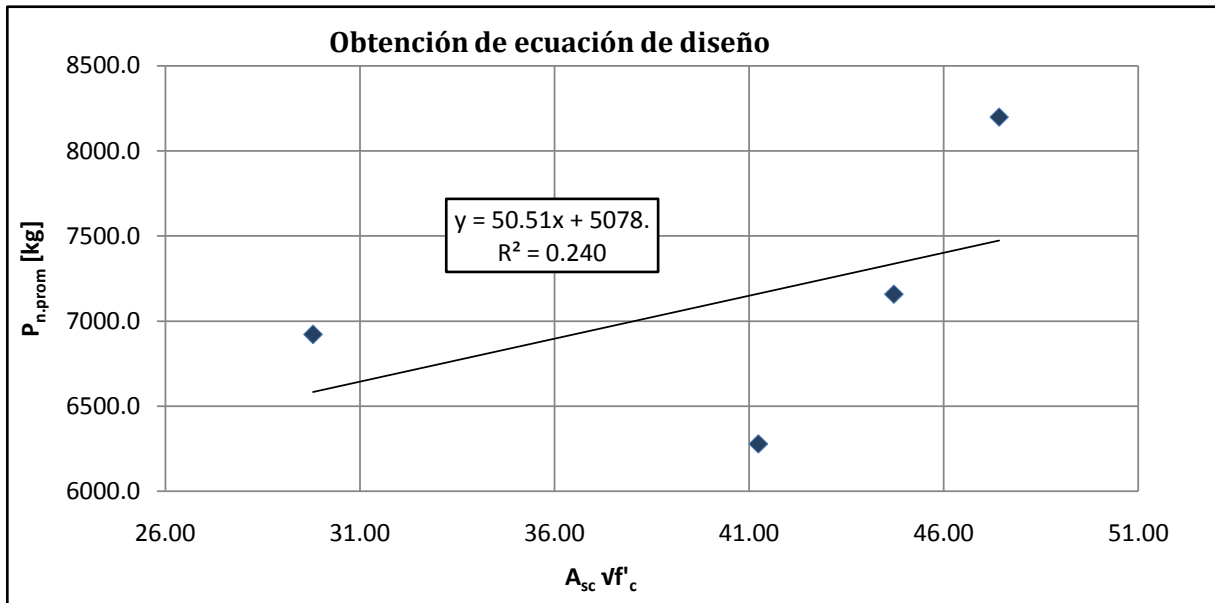
ELABORACIÓN DE ECUACIONES DE DISEÑO

OBTENCIÓN DE ECUACIÓN DE DISEÑO

Coefficiente considerado: $A_{sc} \sqrt{f'_c}$

Resumen de datos

Espécimen	P_n	$P_{n.prom}$	f'_c	$A_{sc} \sqrt{f'_c}$
31,75X31,75X4,76 - 01	6966.3 kg	7158.4 kg	260.6 kg/cm ²	44.72 cm ²
31,75X31,75X4,76 - 02	7008.9 kg			
31,75X31,75X4,76 - 03	7500.0 kg			
38,1X38,1X4,76 - 01	8626.8 kg	8198.5 kg	231.0 kg/cm ²	47.42 cm ²
38,1X38,1X4,76 - 02	7800.8 kg			
38,1X38,1X4,76 - 03	8167.9 kg			
31,75X31,75X3,18 - 01	7064.9 kg	6921.0 kg	254.0 kg/cm ²	29.80 cm ²
31,75X31,75X3,18 - 02	6414.0 kg			
31,75X31,75X3,18 - 03	7284.2 kg			
25,4X25,4X6,35 - 01	6652.0 kg	6278.6 kg	238.6 kg/cm ²	41.24 cm ²
25,4X25,4X6,35 - 02	6499.0 kg			
25,4X25,4X6,35 - 03	5684.9 kg			



Ecuación preliminar de diseño

$$P_{n1} = 50.51 (A_{sc} \sqrt{f'_c}) + 5078$$

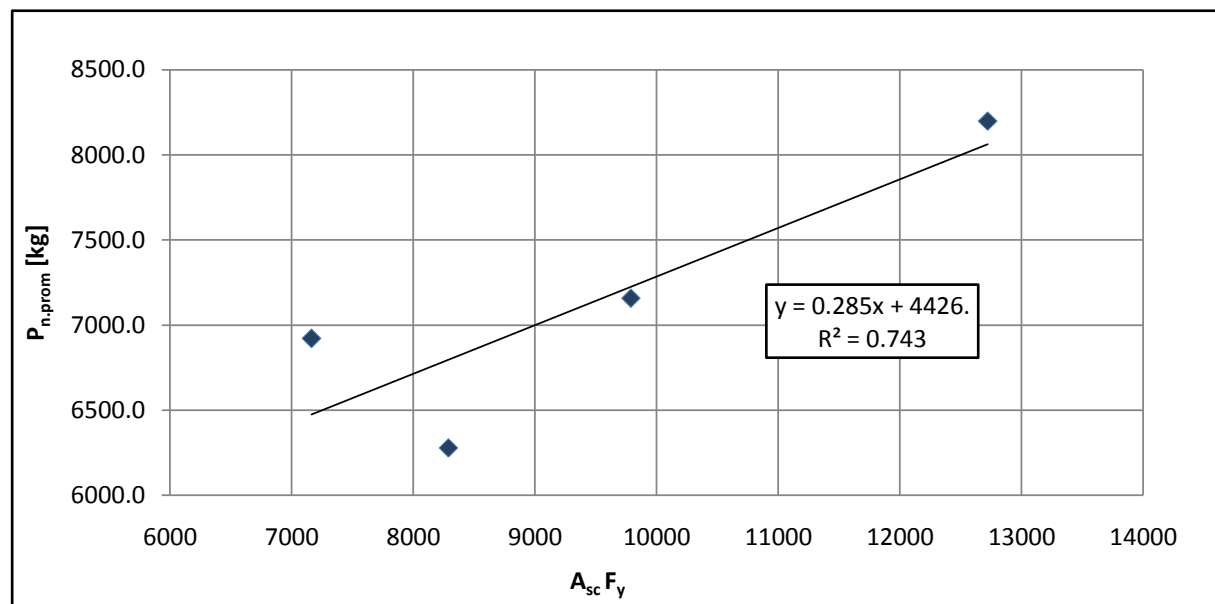
Coefficiente de determinación de la recta

$$R_1^2 = 0.240$$

Coficiente considerado: $A_{sc} F_y$

Resumen de datos

Espécimen	P_n	$P_{n.prom}$	F_y	$A_{sc} F_y$
31,75X31,75X4,76 - 01	6966.3 kg	7158.4 kg	3533.9 kg/cm ²	9788.76 cm ²
31,75X31,75X4,76 - 02	7008.9 kg			
31,75X31,75X4,76 - 03	7500.0 kg			
38,1X38,1X4,76 - 01	8626.8 kg	8198.5 kg	4077.9 kg/cm ²	12723.0 cm ²
38,1X38,1X4,76 - 02	7800.8 kg			
38,1X38,1X4,76 - 03	8167.9 kg			
31,75X31,75X3,18 - 01	7064.9 kg	6921.0 kg	3831.1 kg/cm ²	7164.16 cm ²
31,75X31,75X3,18 - 02	6414.0 kg			
31,75X31,75X3,18 - 03	7284.2 kg			
25,4X25,4X6,35 - 01	6652.0 kg	6278.6 kg	3104.3 kg/cm ²	8288.51 cm ²
25,4X25,4X6,35 - 02	6499.0 kg			
25,4X25,4X6,35 - 03	5684.9 kg			



Ecuación preliminar de diseño

$$P_{n2} = 0.285 (A_{sc} F_y) + 4426$$

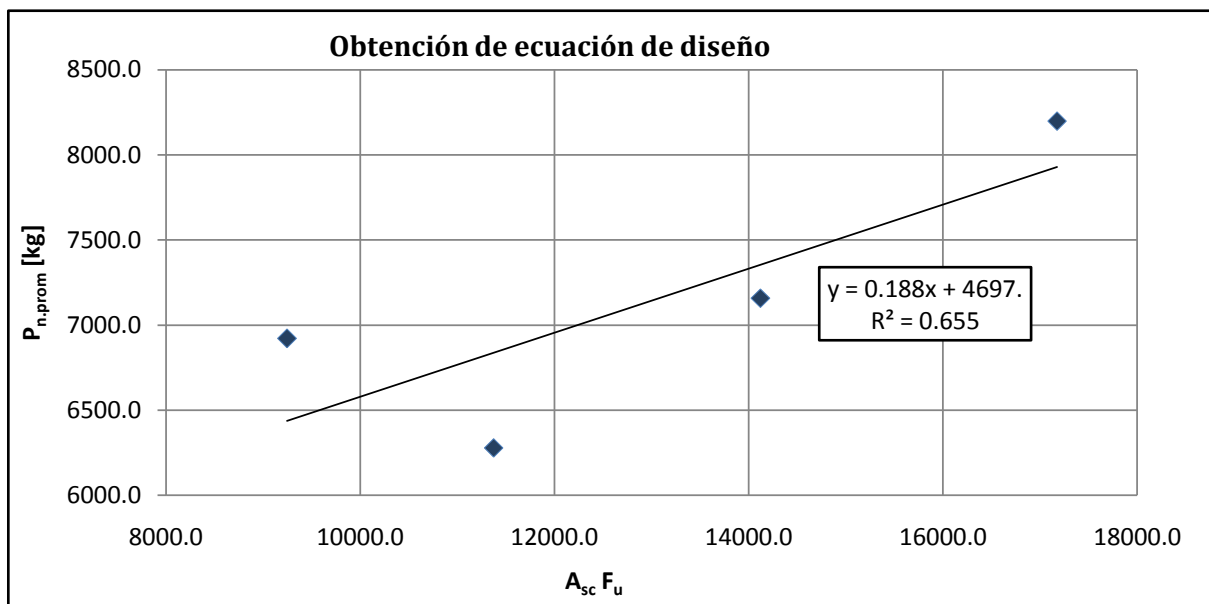
Coficiente de determinación de la recta

$$R_2^2 = 0.743$$

Coficiente considerado: $A_{sc} F_u$

Resumen de datos

Espécimen	P_n	$P_{n.prom}$	F_u	$A_{sc} F_u$
31,75X31,75X4,76 - 01	6966.3 kg	7158.4 kg	5098.0 kg/cm ²	14121.3 cm ²
31,75X31,75X4,76 - 02	7008.9 kg			
31,75X31,75X4,76 - 03	7500.0 kg			
38,1X38,1X4,76 - 01	8626.8 kg	8198.5 kg	5504.3 kg/cm ²	17173.5 cm ²
38,1X38,1X4,76 - 02	7800.8 kg			
38,1X38,1X4,76 - 03	8167.9 kg			
31,75X31,75X3,18 - 01	7064.9 kg	6921.0 kg	4944.9 kg/cm ²	9246.9 cm ²
31,75X31,75X3,18 - 02	6414.0 kg			
31,75X31,75X3,18 - 03	7284.2 kg			
25,4X25,4X6,35 - 01	6652.0 kg	6278.6 kg	4259.8 kg/cm ²	11373.6 cm ²
25,4X25,4X6,35 - 02	6499.0 kg			
25,4X25,4X6,35 - 03	5684.9 kg			



Ecuación preliminar de diseño

$$P_{n3} = 0.188 (A_{sc} F_u) + 4697$$

Coficiente de determinación de la recta

$$R_3^2 = 0.655$$

COMPARACIÓN DE ECUACIONES

Primer escenario: propiedades aproximadas a las experimentales

Valores considerados:

$f'_c =$	246.0	kg/cm ²
$F_y =$	50.0	ksi
	3515.3	kg/cm ²
$F_u =$	70.0	ksi
	4921.5	kg/cm ²

Resultados por ecuación:

A_{sc} (cm ²)	P_{n1} (kg)	P_{n2} (kg)	P_{n3} (kg)
1.510	6,274	5,939	6,094
1.916	6,596	6,346	6,470
2.194	6,816	6,624	6,727
2.316	6,913	6,746	6,840
2.800	7,296	7,231	7,288
2.826	7,317	7,257	7,312
2.865	7,347	7,296	7,347
3.400	7,772	7,832	7,843
3.632	7,956		8,058
4.439	8,594	8,873	8,804

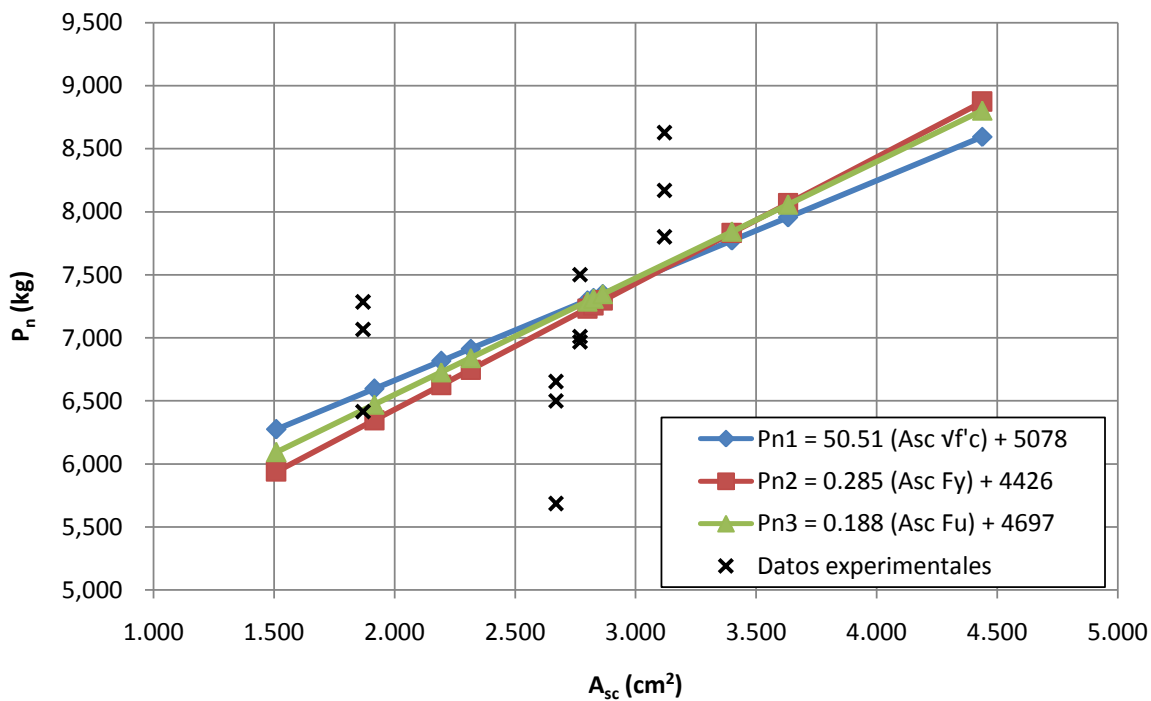
Ecuaciones:

$$P_{n1} = 50.51 (A_{sc} \sqrt{f'_c}) + 5078$$

$$P_{n2} = 0.285 (A_{sc} F_y) + 4426$$

$$P_{n3} = 0.188 (A_{sc} F_u) + 4697$$

Resultados de las ecuaciones preliminares



Segundo escenario: propiedades aproximadas a las teóricas

Valores considerados:

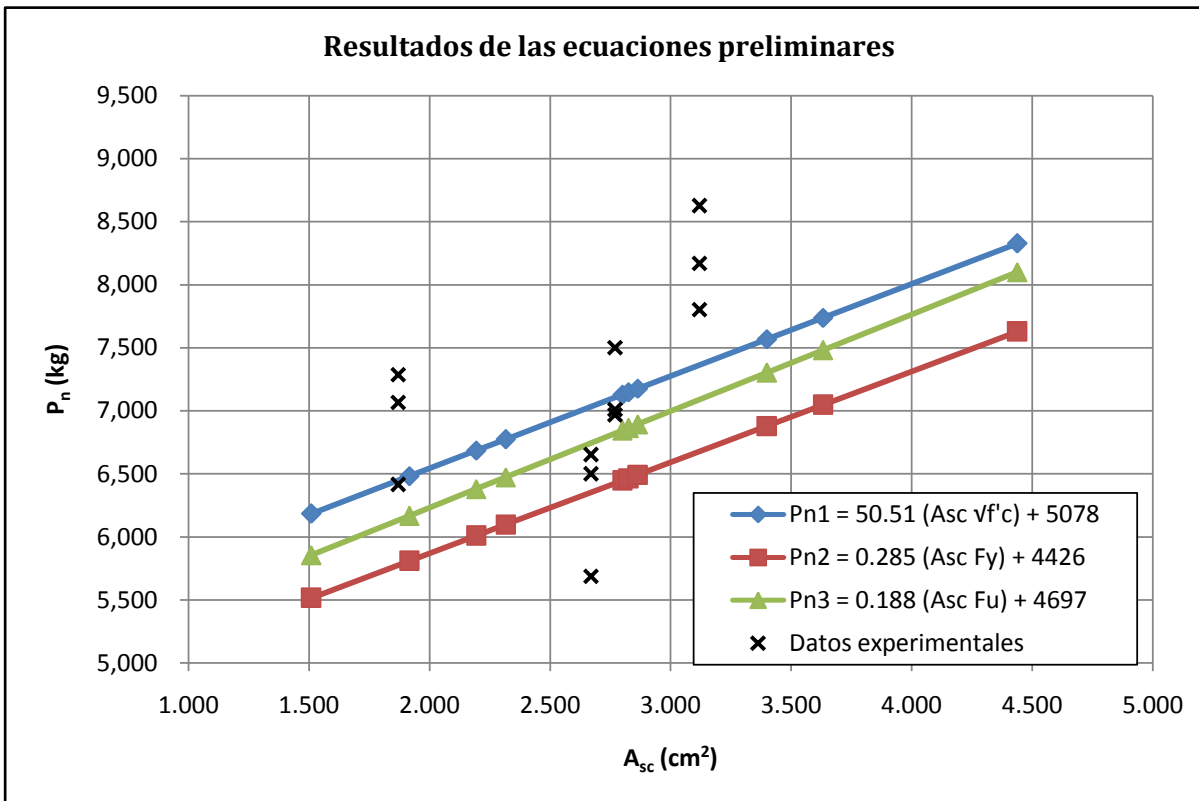
$f'_c =$	210.0	kg/cm ²
$F_y =$	36.0	ksi
	2531.1	kg/cm ²
$F_u =$	58.0	ksi
	4077.8	kg/cm ²

Resultados por ecuación:

A_{sc} (cm ²)	P_{n1} (kg)	P_{n2} (kg)	P_{n3} (kg)
1.510	6,183	5,515	5,854
1.916	6,481	5,808	6,166
2.194	6,684	6,008	6,379
2.316	6,773	6,097	6,473
2.800	7,127	6,446	6,844
2.826	7,146	6,464	6,863
2.865	7,175	6,492	6,893
3.400	7,567	6,879	7,304
3.632	7,737		7,482
4.439	8,327	7,628	8,100

Ecuaciones:

$P_{n1} = 50.51 (A_{sc} \sqrt{f'_c}) + 5078$
 $P_{n2} = 0.285 (A_{sc} F_y) + 4426$
 $P_{n3} = 0.188 (A_{sc} F_u) + 4697$



AJUSTE DE ECUACIONES

Ecuación dependiente de $A_{sc} \sqrt{f'_c}$

Ecuación

$$P_{n1} = 50.51 (A_{sc} \sqrt{f'_c}) + 5078$$

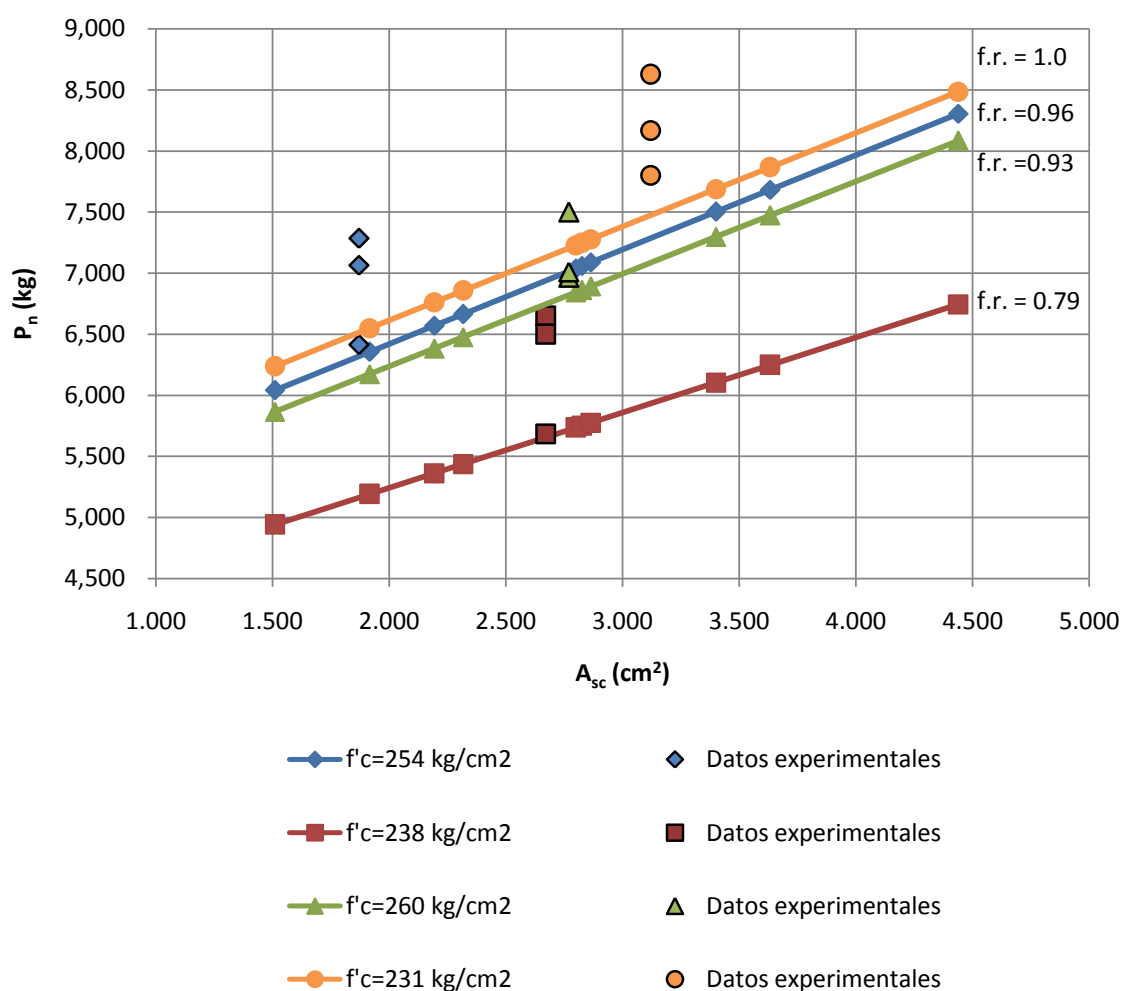
Factor de reducción seleccionado

$$f.r. = 0.79$$

Resultado

$$f.r. * P_{n1} = 39.90 (A_{sc} \sqrt{f'_c}) + 4012$$

Ajuste de las ecuaciones preliminares



Ecuación dependiente de $A_{sc} F_y$

Ecuación

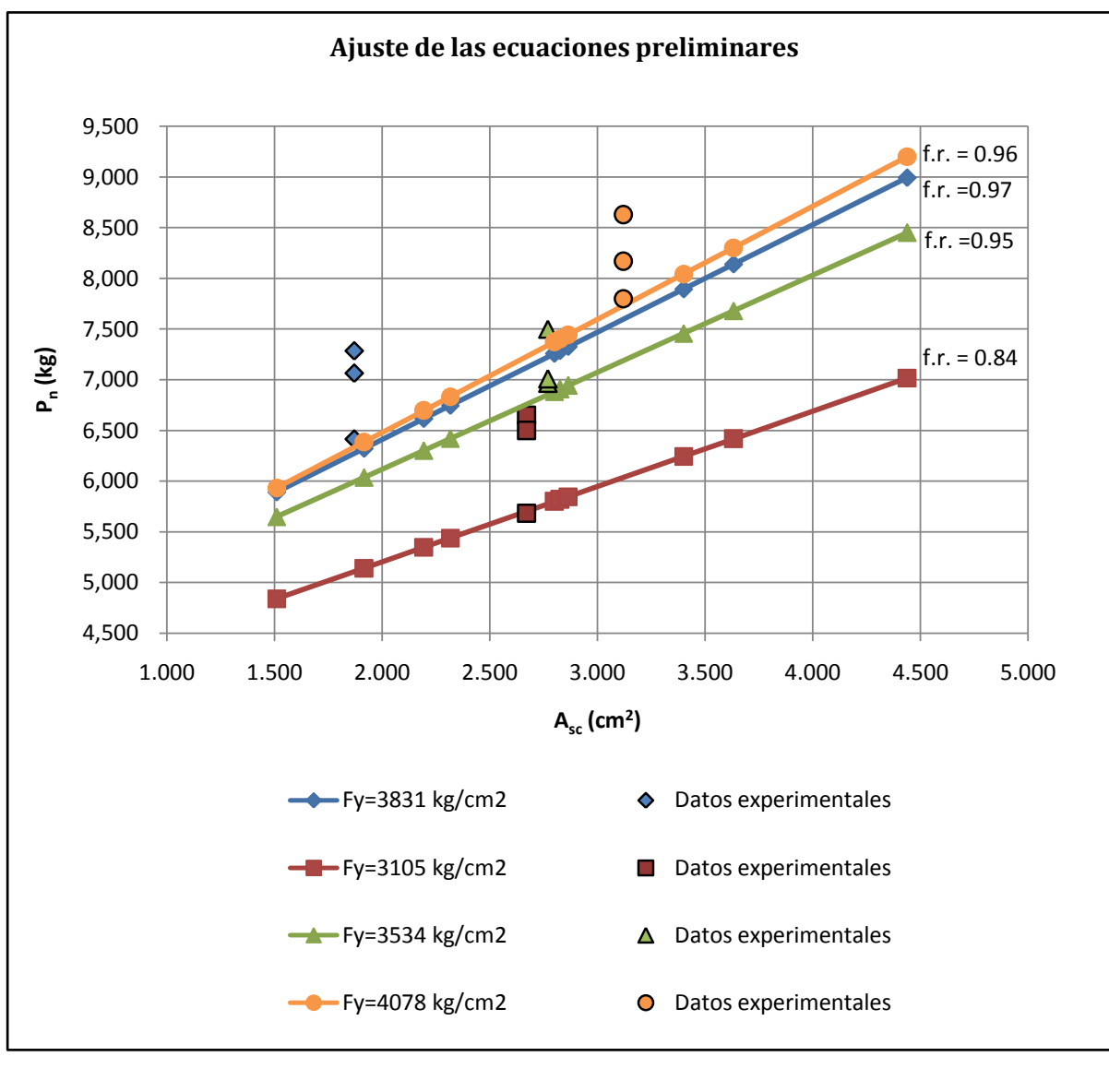
$$P_{n2} = 0.285 (A_{sc} F_y) + 4426$$

Factor de reducción seleccionado

$$f.r. = 0.84$$

Resultado

$$f.r. * P_{n2} = 0.239 (A_{sc} F_y) + 3718$$



Ecuación dependiente de $A_{sc} F_y$

Ecuación

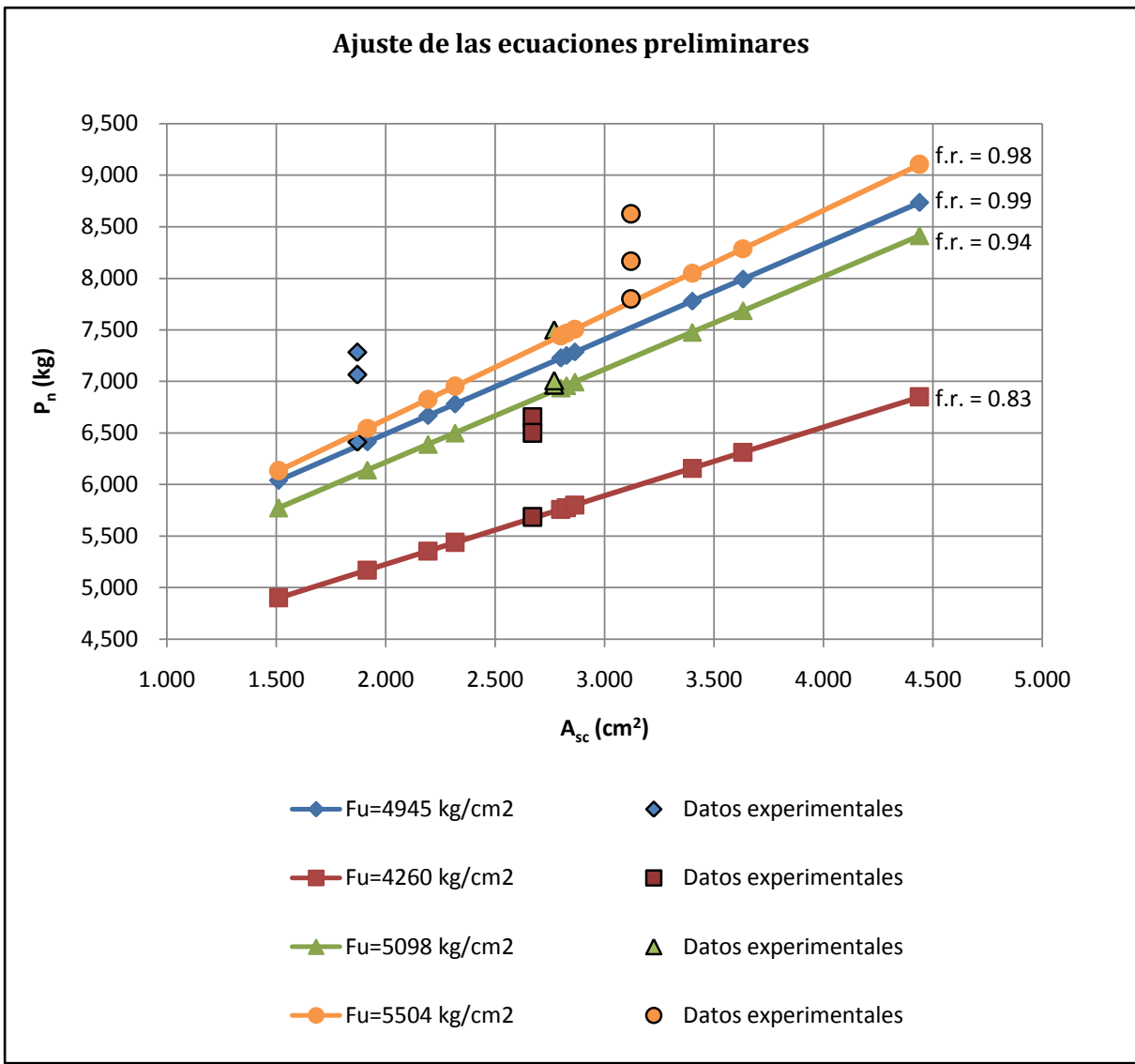
$$P_{n3} = 0.188 (A_{sc} F_u) + 4697$$

Factor de reducción seleccionado

$$f.r. = 0.83$$

Resultado

$$f.r. * P_{n3} = 0.156 (A_{sc} \sqrt{f'_c}) + 3899$$



SELECCIÓN DE ECUACIÓN MÁS CONSERVADORA

Primer escenario: propiedades aproximadas a las experimentales

Valores considerados:

$f'_c =$	246.0	kg/cm ²
$F_y =$	50.0	ksi
	3515.3	kg/cm ²
$F_u =$	70.0	ksi
	4921.5	kg/cm ²

Resultados por ecuación:

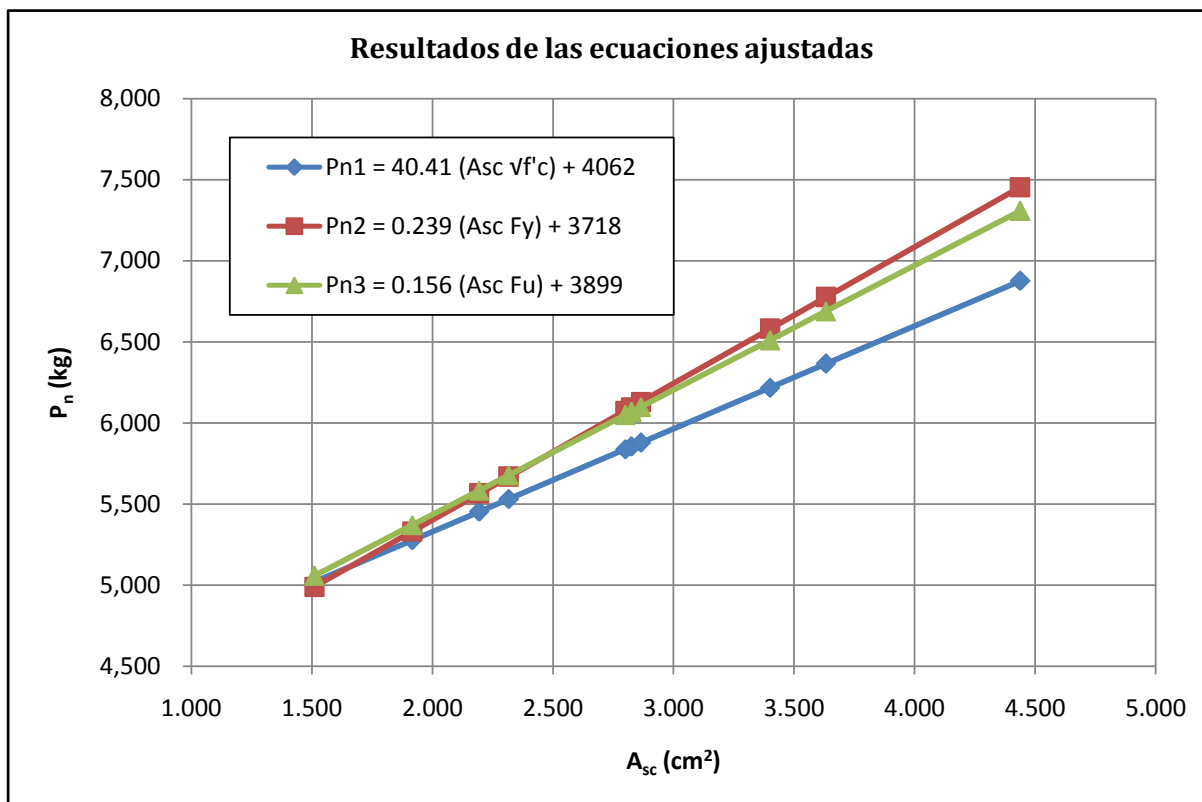
A_{sc} (cm ²)	P_{n1} (kg)	P_{n2} (kg)	P_{n3} (kg)
1.510	5,019	4,988	5,058
1.916	5,277	5,330	5,370
2.194	5,453	5,564	5,583
2.316	5,530	5,667	5,677
2.800	5,837	6,074	6,049
2.826	5,853	6,096	6,069
2.865	5,878	6,129	6,098
3.400	6,217	6,579	6,510
3.632	6,364	6,775	6,688
4.439	6,876	7,453	7,307

Ecuaciones:

$$P_{n1} = 40.41 (A_{sc} \sqrt{f'_c}) + 4062$$

$$P_{n3} = 0.156 (A_{sc} F_u) + 3899$$

Resultados de las ecuaciones ajustadas



Segundo escenario: propiedades aproximadas a las teóricas

Valores considerados:

$f'_c =$	210.0	kg/cm ²
$F_y =$	36.0	ksi
	2531.1	kg/cm ²
$F_u =$	58.0	ksi
	4077.8	kg/cm ²

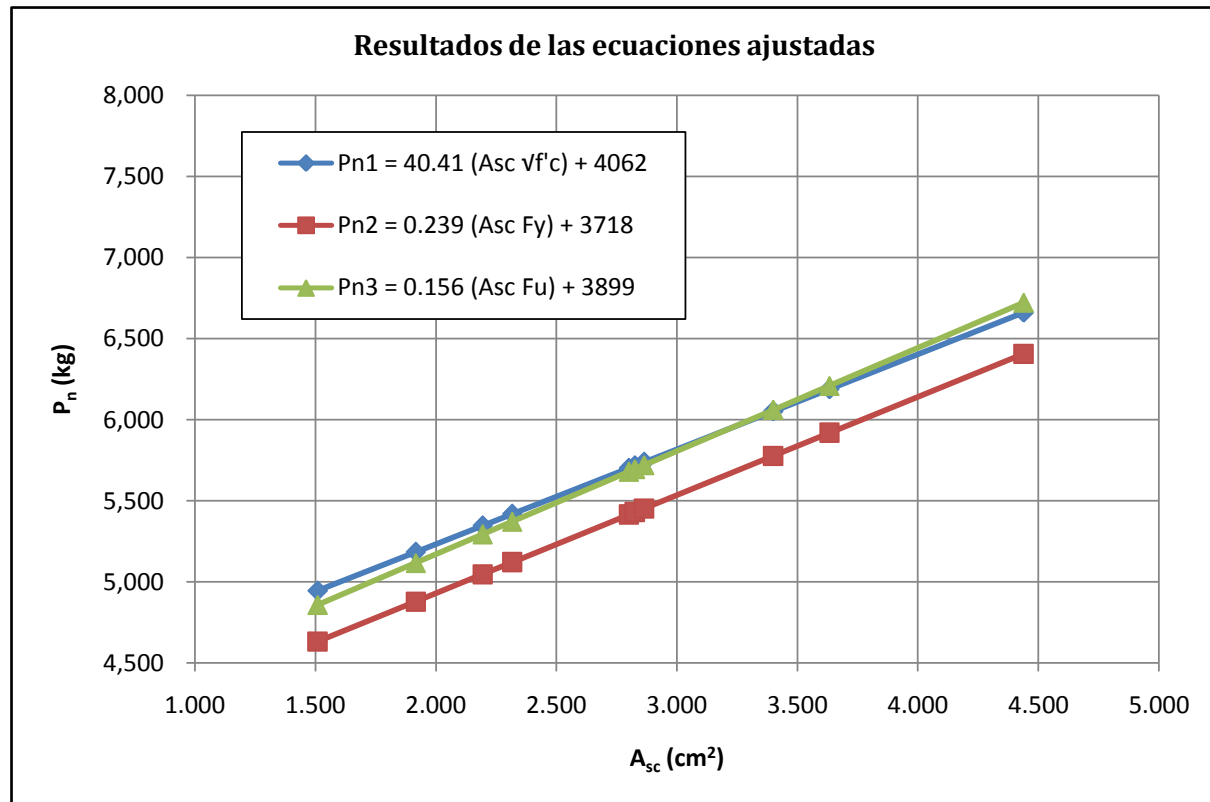
Resultados por ecuación:

A_{sc} (cm ²)	P_{n1} (kg)	P_{n2} (kg)	P_{n3} (kg)
1.510	4,946	4,633	4,859
1.916	5,184	4,879	5,118
2.194	5,347	5,047	5,294
2.316	5,419	5,121	5,372
2.800	5,702	5,414	5,680
2.826	5,717	5,430	5,697
2.865	5,740	5,454	5,721
3.400	6,053		6,062
3.632	6,189	5,919	6,210
4.439	6,662	6,407	6,723

Ecuaciones:

$$P_{n1} = 40.41 (A_{sc} \sqrt{f'_c}) + 4062$$

$$P_{n3} = 0.156 (A_{sc} F_u) + 3899$$



Ecuación seleccionada:

$$P_n = 40.41 (A_{sc} \sqrt{f'_c}) + 4062 \leq 0.239 (A_{sc} F_y) + 3718$$

AJUSTE DE ECUACIONES

Ecuación dependiente de $A_{sc} \sqrt{f'_c}$

Ecuación

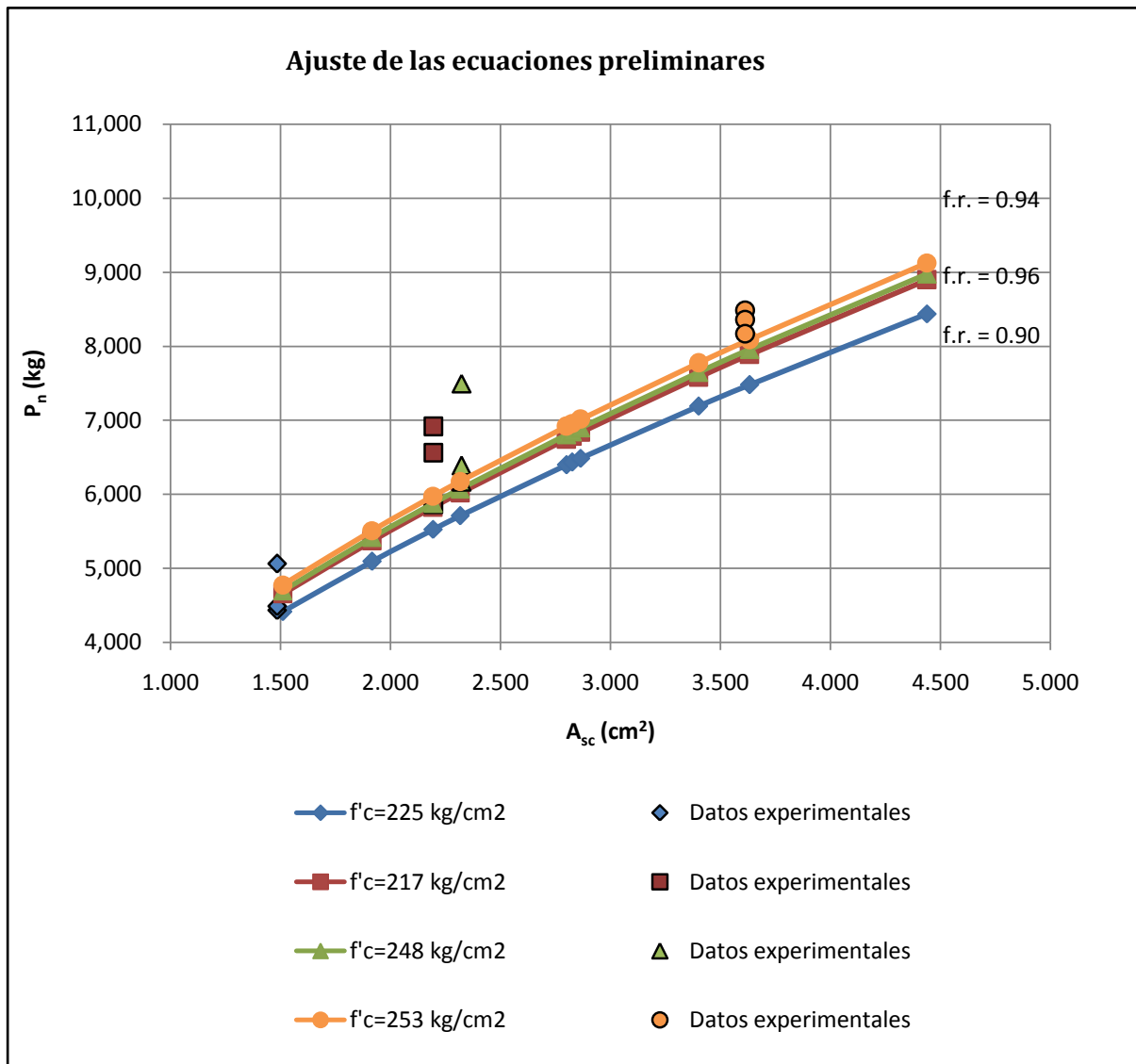
$$P_{n1} = 751.6 (A_{sc} \sqrt{f'_c})^{0.601}$$

Factor de reducción seleccionado

$$f.r. = 0.9$$

Resultado

$$f.r. * P_{n1} = 676.4 (A_{sc} \sqrt{f'_c})^{0.601}$$



Ecuación dependiente de $A_{sc} F_y$

Ecuación

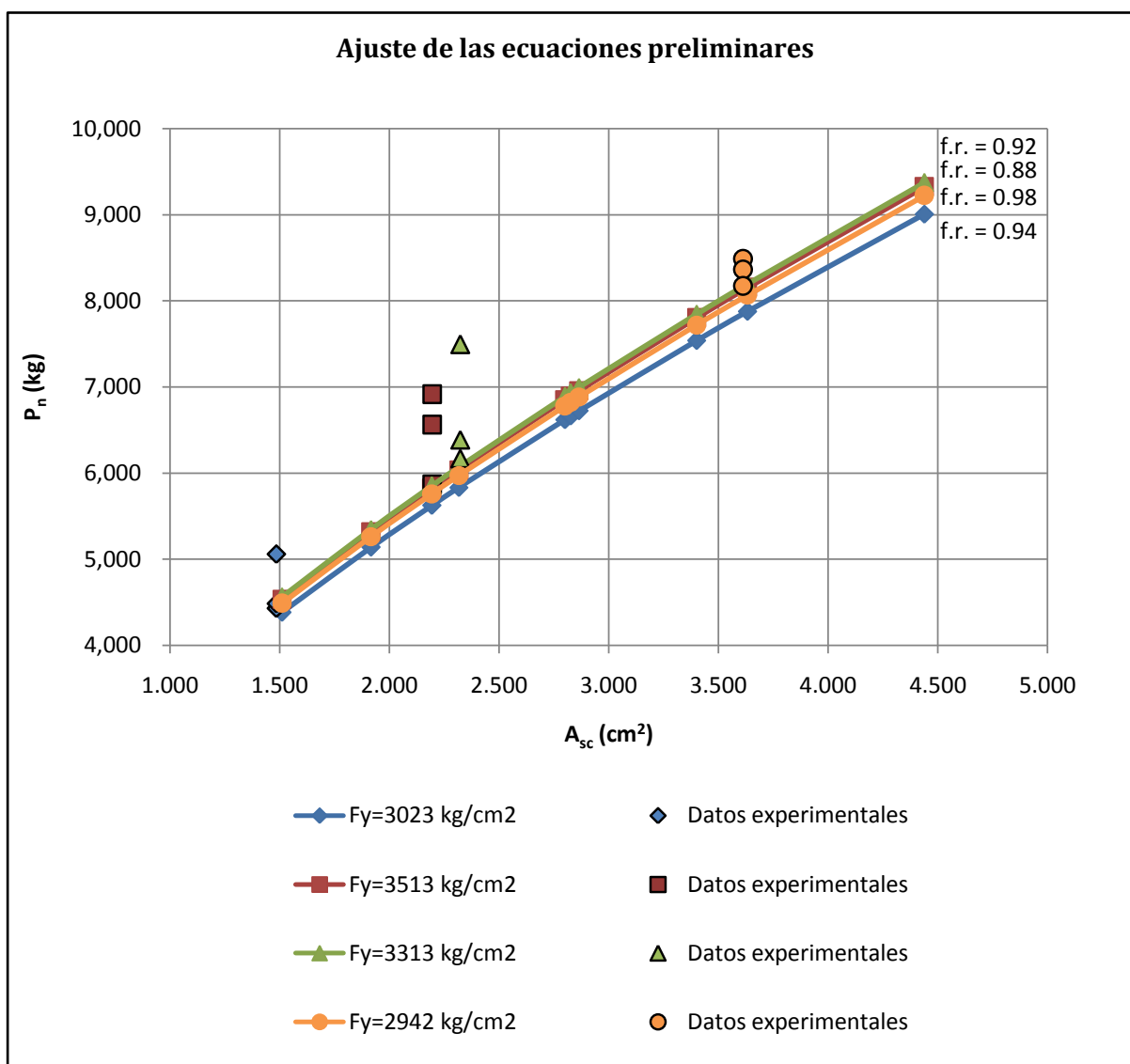
$$P_{n2} = 16.76 (A_{sc} F_y)^{0.668}$$

Factor de reducción seleccionado

$$f.r. = 0.88$$

Resultado

$$f.r. * P_{n2} = 14.75 (A_{sc} F_y)^{0.668}$$



Ecuación dependiente de $A_{sc} F_u$

Ecuación

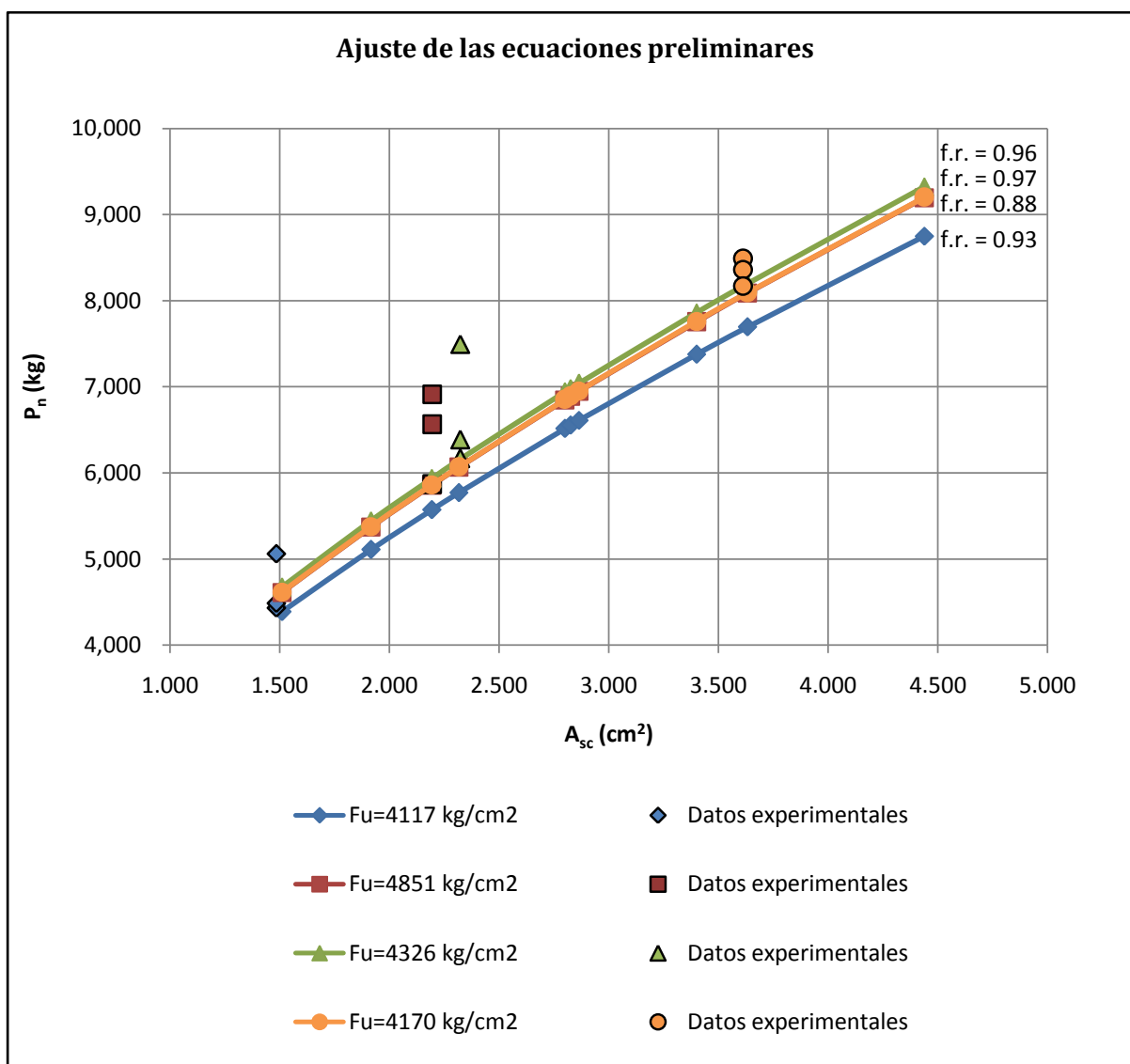
$$P_{n3} = 17.62 (A_{sc} F_u)^{0.640}$$

Factor de reducción seleccionado

$$f.r. = 0.88$$

Resultado

$$f.r. * P_{n3} = 15.51 (A_{sc} F_u)^{0.640}$$



SELECCIÓN DE ECUACIÓN MÁS CONSERVADORA

Primer escenario: propiedades aproximadas a las experimentales

Valores considerados:

$f'_c =$	236.0	kg/cm ²
$F_y =$	45.0	ksi
	3163.8	kg/cm ²
$F_u =$	60.0	ksi
	4218.4	kg/cm ²

Resultados por ecuación:

A_{sc} (cm ²)	P_{n1} (kg)	P_{n2} (kg)	P_{n3} (kg)
1.510	4,475	4,225	4,218
1.916	5,164	4,955	4,913
2.194	5,602	5,423	5,357
2.316	5,788	5,624	5,547
2.800	6,487	6,384	6,263
2.826	6,523	6,423	6,300
2.865	6,576	6,482	6,355
3.400	7,290	7,268	7,091
3.632	7,585	7,596	7,398
4.439	8,556	8,685	8,411

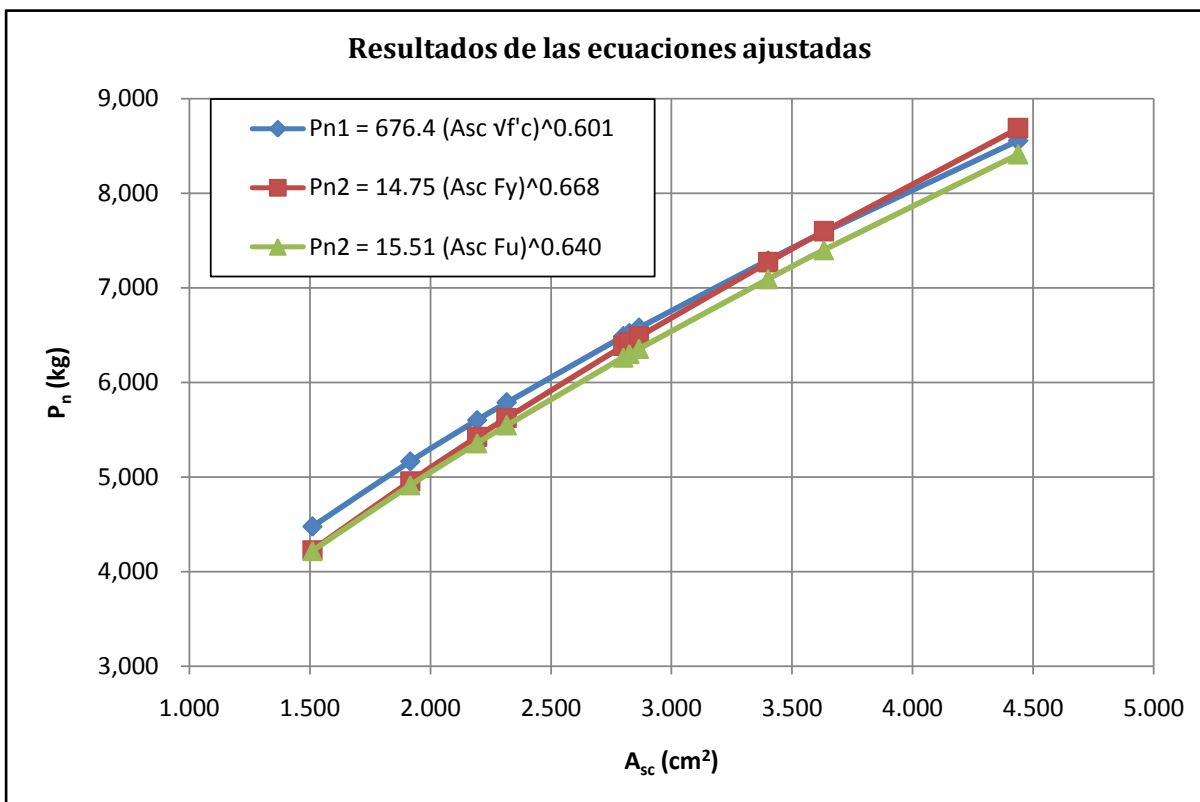
Ecuaciones:

$$P_{n1} = 676.4 (A_{sc} f'_c)^{0.601}$$

$$P_{n2} = 14.75 (A_{sc} F_y)^{0.668}$$

$$P_{n2} = 15.51 (A_{sc} F_u)^{0.640}$$

Resultados de las ecuaciones ajustadas



Segundo escenario: propiedades aproximadas a las teóricas

Valores considerados:

$f'_c =$	210.0	kg/cm ²
$F_y =$	36.0	ksi
	2531.1	kg/cm ²
$F_u =$	58.0	ksi
	4077.8	kg/cm ²

Resultados por ecuación:

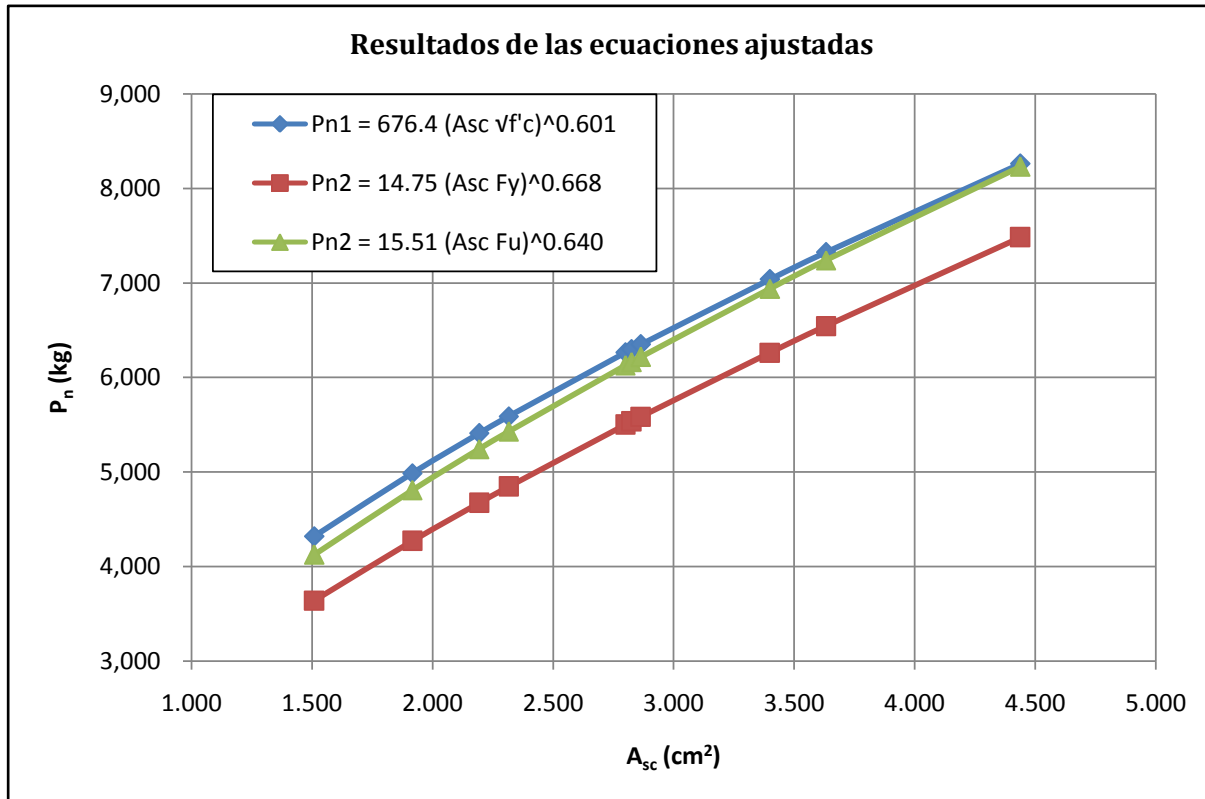
A_{sc} (cm ²)	P_{n1} (kg)	P_{n2} (kg)	P_{n3} (kg)
1.510	4,321	3,640	4,127
1.916	4,986	4,269	4,807
2.194	5,409	4,672	5,242
2.316	5,588	4,845	5,428
2.800	6,263	5,500	6,128
2.826	6,298	5,534	6,164
2.865	6,350	5,584	6,218
3.400	7,038	6,261	6,939
3.632	7,324	6,544	7,239
4.439	8,261	7,482	8,230

Ecuaciones:

$$P_{n1} = 676.4 (A_{sc} \sqrt{f'_c})^{0.601}$$

$$P_{n2} = 14.75 (A_{sc} F_y)^{0.668}$$

$$P_{n2} = 15.51 (A_{sc} F_u)^{0.640}$$

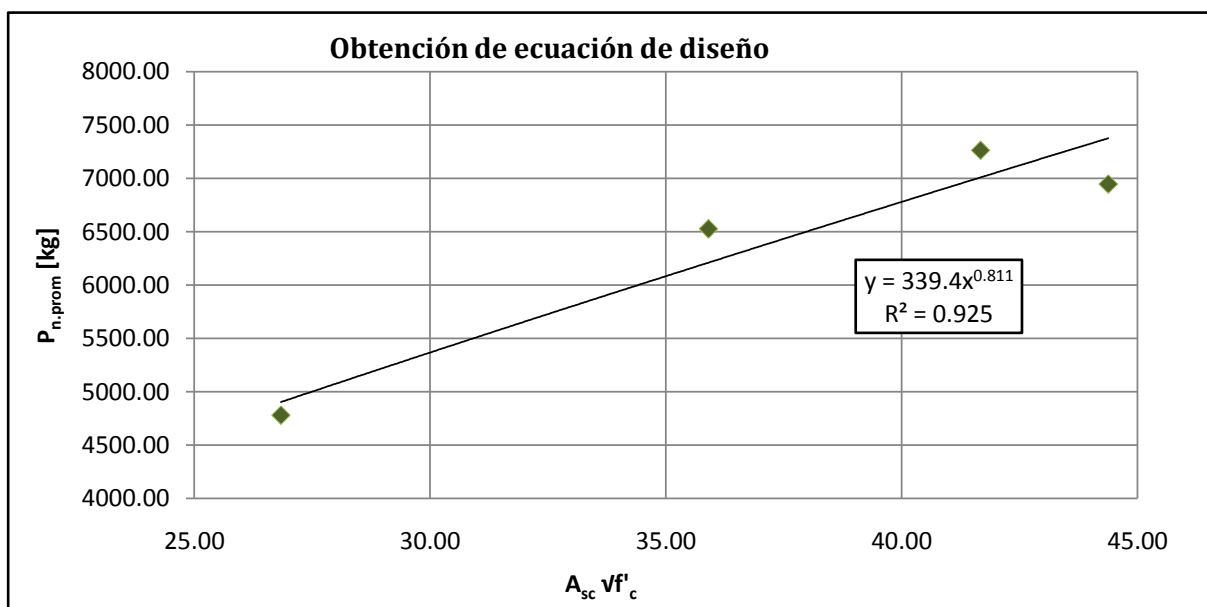


Ecuación seleccionada:

$$P_{n.IPN} = 14.75 (A_{sc} F_y)^{0.668} \leq 15.51 (A_{sc} F_u)^{0.640}$$

OBTENCIÓN DE ECUACIÓN DE DISEÑO**Coefficiente considerado:** $A_{sc} \sqrt{f'_c}$ **Resumen de datos**

Espécimen	P_n	$P_{n.prom}$	f'_c	$A_{sc} \sqrt{f'_c}$
25.4X25.4X3.18 - R-A	5344.4 kg	4780.92 kg	315.9 kg/cm ²	26.84 cm ²
25.4X25.4X3.18 - R-B				
25.4X25.4X3.18 - R-C				
25.4X25.4X6.35 - R-D	7301.2 kg	6947.84 kg	247.7 kg/cm ³	44.38 cm ²
25.4X25.4X6.35 - R-E				
25.4X25.4X6.35 - R-F				
31.75X31.75X4.76 - R-G	7626.6 kg	7264.92 kg	221.5 kg/cm ⁴	41.67 cm ²
31.75X31.75X4.76 - R-H				
31.75X31.75X4.76 - R-I				
38.1X38.1X3.18 - R-J	6624.4 kg	6525.94 kg	239.5 kg/cm ⁵	35.90 cm ²
38.1X38.1X3.18 - R-K				
38.1X38.1X3.18 - R-L				

**Ecuación preliminar de diseño**

$$P_{n1} = 339.4 (A_{sc} \sqrt{f'_c})^{0.811}$$

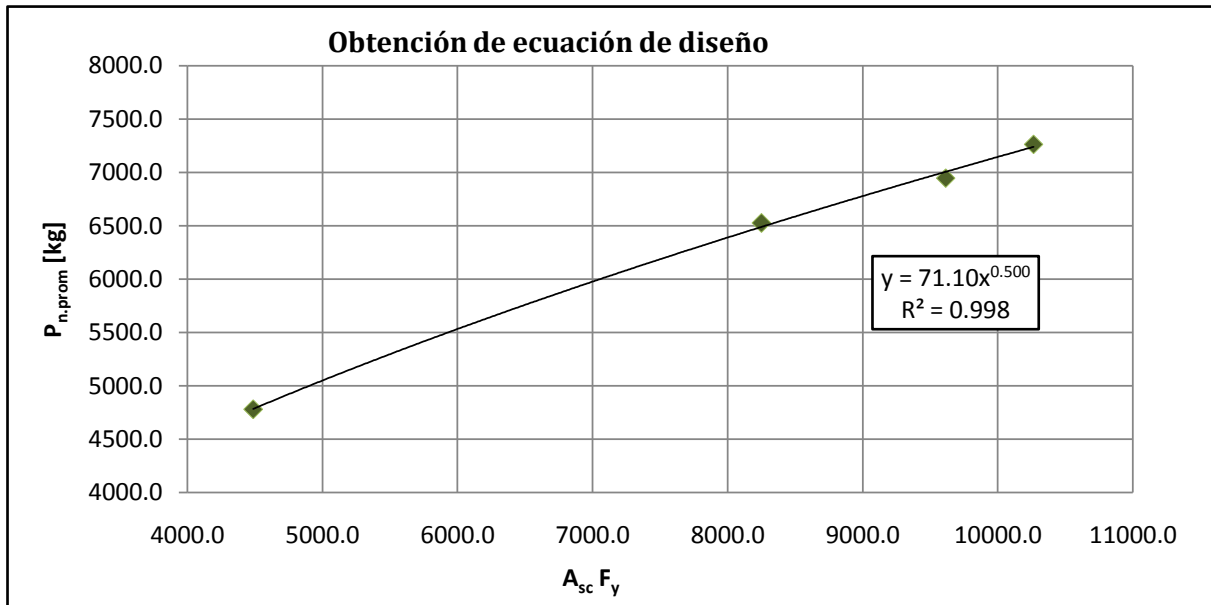
Coefficiente de determinación de la recta

$$R_1^2 = 0.925$$

Coefficiente considerado: $A_{sc} F_y$

Resumen de datos

Espécimen	P_n	$P_{n.prom}$	F_y	$A_{sc} F_y$
25.4X25.4X3.18 - R-A	5344.4 kg	4780.9 kg	2972.3 kg/cm ²	4488.1 cm ²
25.4X25.4X3.18 - R-B				
25.4X25.4X3.18 - R-C				
25.4X25.4X6.35 - R-D	7301.2 kg	6947.8 kg	3409.1 kg/cm ²	9613.7 cm ²
25.4X25.4X6.35 - R-E				
25.4X25.4X6.35 - R-F				
31.75X31.75X4.76 - R-G	7626.6 kg	7264.9 kg	3665.9 kg/cm ²	10264.6 cm ²
31.75X31.75X4.76 - R-H				
31.75X31.75X4.76 - R-I				
38.1X38.1X3.18 - R-J	6624.4 kg	6525.9 kg	3556.7 kg/cm ²	8251.5 cm ²
38.1X38.1X3.18 - R-K				
38.1X38.1X3.18 - R-L				



Ecuación preliminar de diseño

$$P_{n2} = 71.10 (A_{sc} F_y)^{0.500}$$

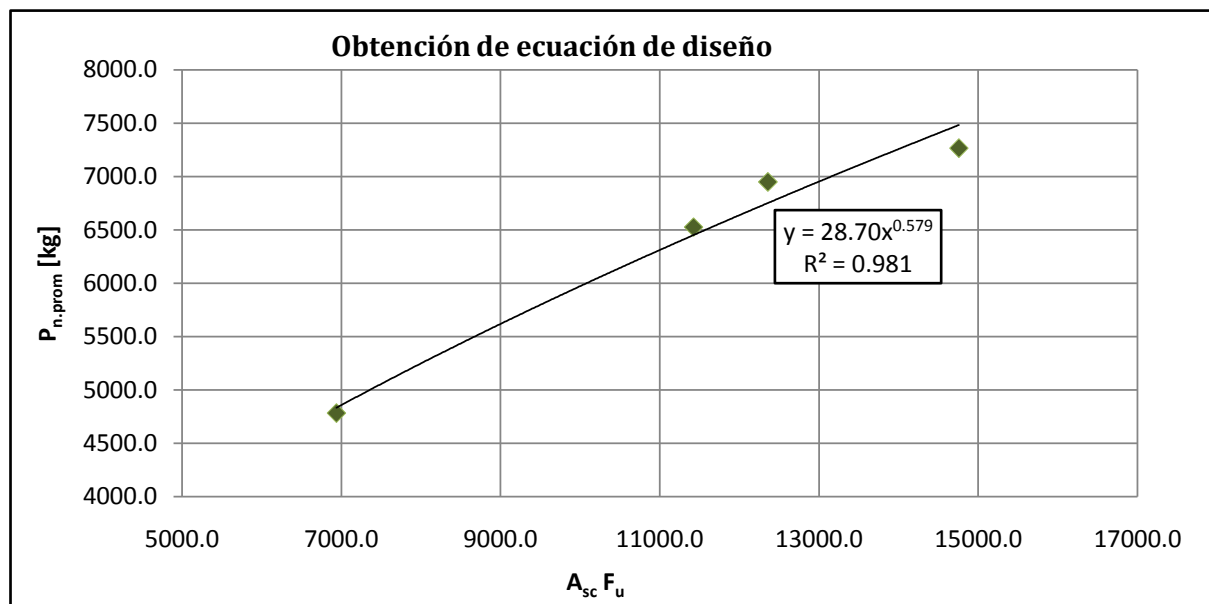
Coefficiente de determinación de la recta

$$R_1^2 = 0.998$$

Coficiente considerado: $A_{sc} F_u$

Resumen de datos

Espécimen	P_n	$P_{n.prom}$	F_u	$A_{sc} F_u$
25.4X25.4X3.18 - R-A	5344.4 kg	4780.9 kg	4595.1 kg/cm ²	6938.7 cm ²
25.4X25.4X3.18 - R-B				
25.4X25.4X3.18 - R-C				
25.4X25.4X6.35 - R-D	7301.2 kg	6947.8 kg	4382.6 kg/cm ²	12358.9 cm ²
25.4X25.4X6.35 - R-E				
25.4X25.4X6.35 - R-F				
31.75X31.75X4.76 - R-G	7626.6 kg	7264.9 kg	5270.1 kg/cm ²	14756.3 cm ²
31.75X31.75X4.76 - R-H				
31.75X31.75X4.76 - R-I				
38.1X38.1X3.18 - R-J	6624.4 kg	6525.9 kg	4923.5 kg/cm ²	11422.5 cm ²
38.1X38.1X3.18 - R-K				
38.1X38.1X3.18 - R-L				



Ecuación preliminar de diseño

$$P_{n3} = 28.70 (A_{sc} F_u)^{0.579}$$

Coficiente de determinación de la recta

$$R_1^2 = 0.981$$

COMPARACIÓN DE ECUACIONES

Primer escenario: propiedades aproximadas a las experimentales

Valores considerados:

$f'_c =$	250.0	kg/cm ²
$F_y =$	50.0	ksi
	3515.3	kg/cm ²
$F_u =$	68.0	ksi
	4780.9	kg/cm ²

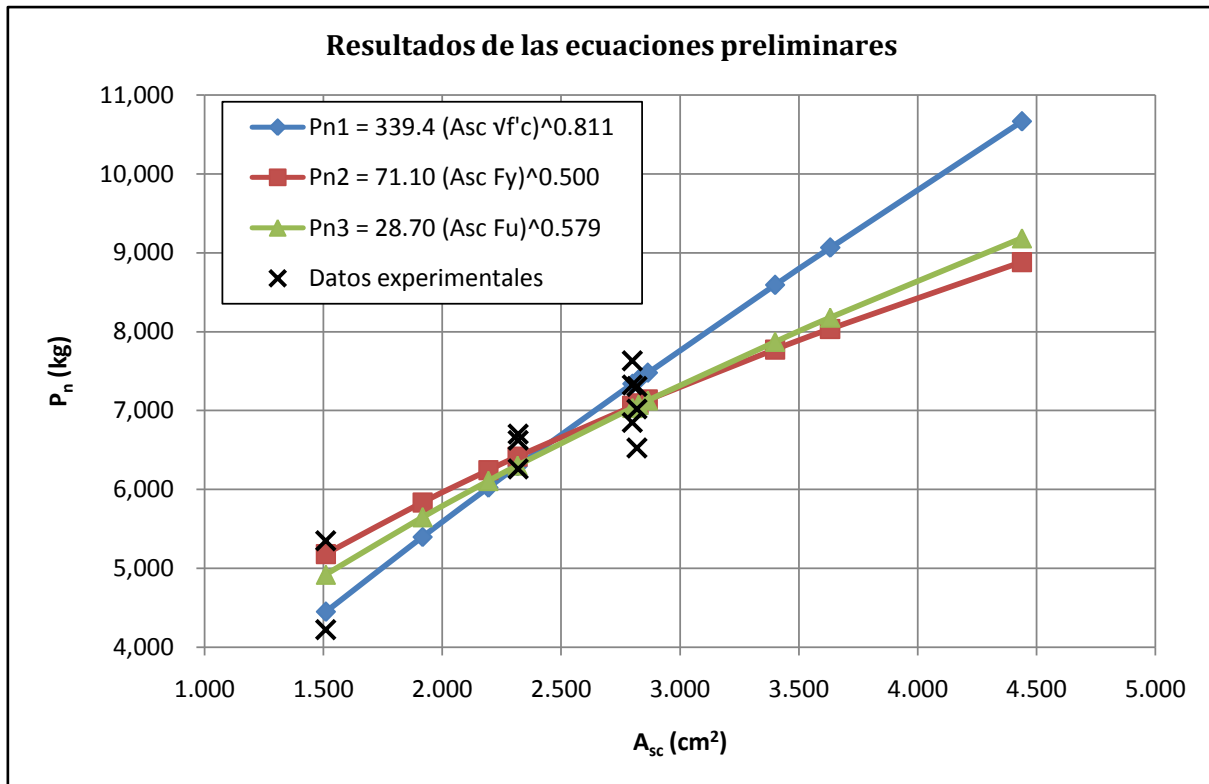
Resultados por ecuación:

A_{sc} (cm ²)	P_{n1} (kg)	P_{n2} (kg)	P_{n3} (kg)
1.510	4,448	5,180	4,919
1.916	5,397	5,835	5,647
2.194	6,022	6,243	6,107
2.316	6,294	6,416	6,303
2.800	7,340	7,054	7,034
2.826	7,395	7,086	7,072
2.865	7,477	7,135	7,128
3.400	8,592	7,773	7,871
3.632	9,065	8,034	8,178
4.439	10,666	8,881	9,185

Ecuaciones:

$$P_{n1} = 339.4 (A_{sc} v f'_c)^{0.811}$$

$$P_{n3} = 28.70 (A_{sc} F_u)^{0.579}$$



Segundo escenario: propiedades aproximadas a las teóricas

Valores considerados:

$f'_c =$	210.0	kg/cm ²
$F_y =$	36.0	ksi
	2531.1	kg/cm ²
$F_u =$	58.0	ksi
	4077.8	kg/cm ²

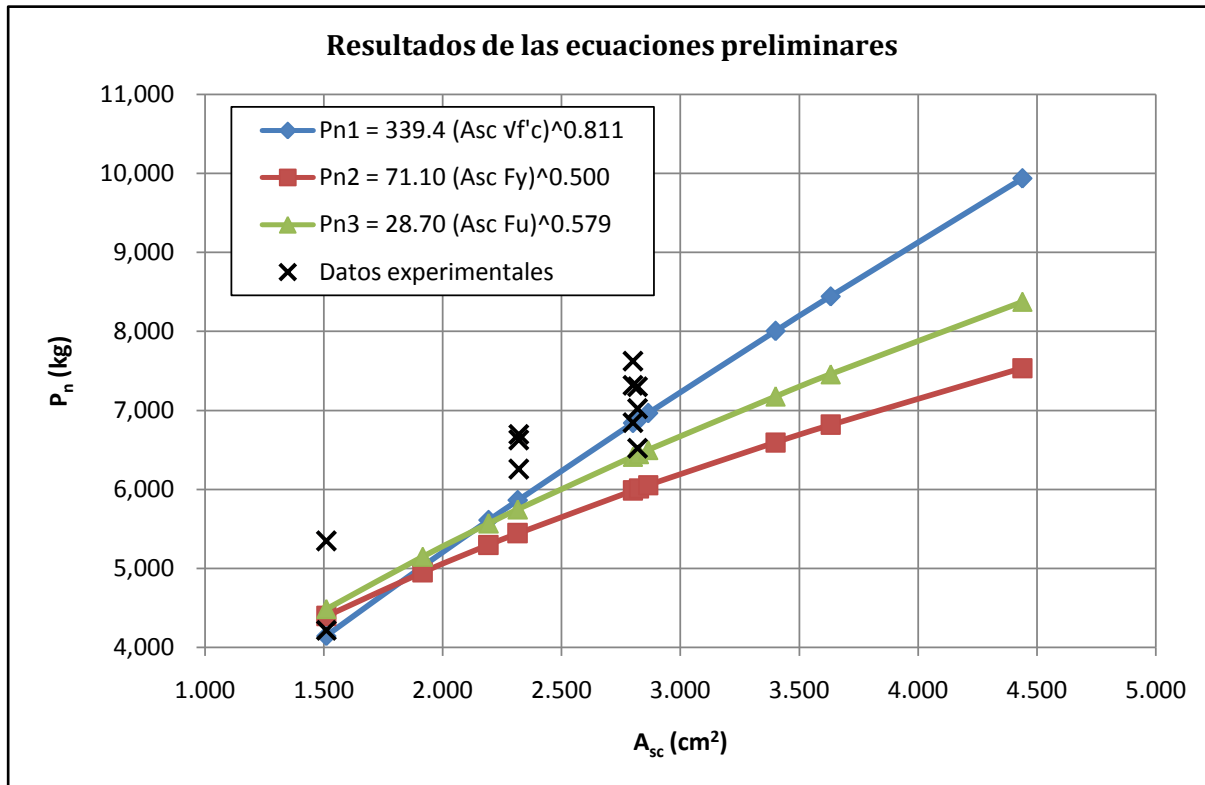
Resultados por ecuación:

A_{sc} (cm ²)	P_{n1} (kg)	P_{n2} (kg)	P_{n3} (kg)
1.510	4,144	4,395	4,486
1.916	5,028	4,951	5,150
2.194	5,611	5,298	5,570
2.316	5,864	5,444	5,748
2.800	6,839	5,985	6,415
2.826	6,890	6,013	6,450
2.865	6,967	6,054	6,501
3.400	8,006	6,596	
3.632	8,446	6,817	7,459
4.439	9,938	7,536	8,377

Ecuaciones:

$$P_{n1} = 339.4 (A_{sc} v f'_c)^{0.811}$$

$$P_{n3} = 28.70 (A_{sc} F_u)^{0.579}$$



AJUSTE DE ECUACIONES

Ecuación dependiente de $A_{sc} \sqrt{f'_c}$

Ecuación

$$P_{n1} = 339.4 (A_{sc} \sqrt{f'_c})^{0.811}$$

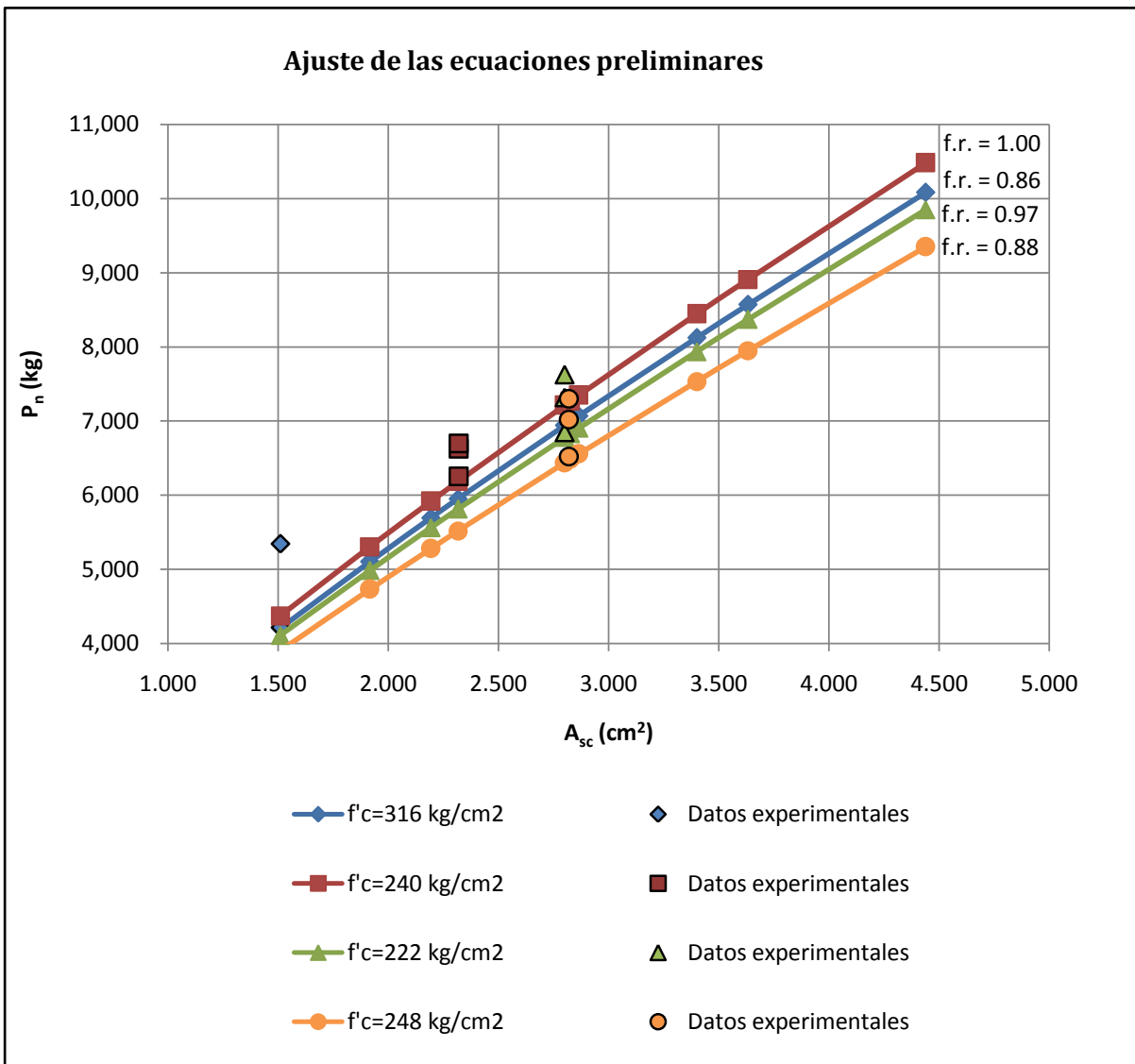
Factor de reducción seleccionado

$$f.r. = 0.86$$

Resultado

$$f.r. * P_{n1} = 291.9 (A_{sc} \sqrt{f'_c})^{0.811}$$

Ajuste de las ecuaciones preliminares



Ecuación dependiente de $A_{sc} F_y$

Ecuación

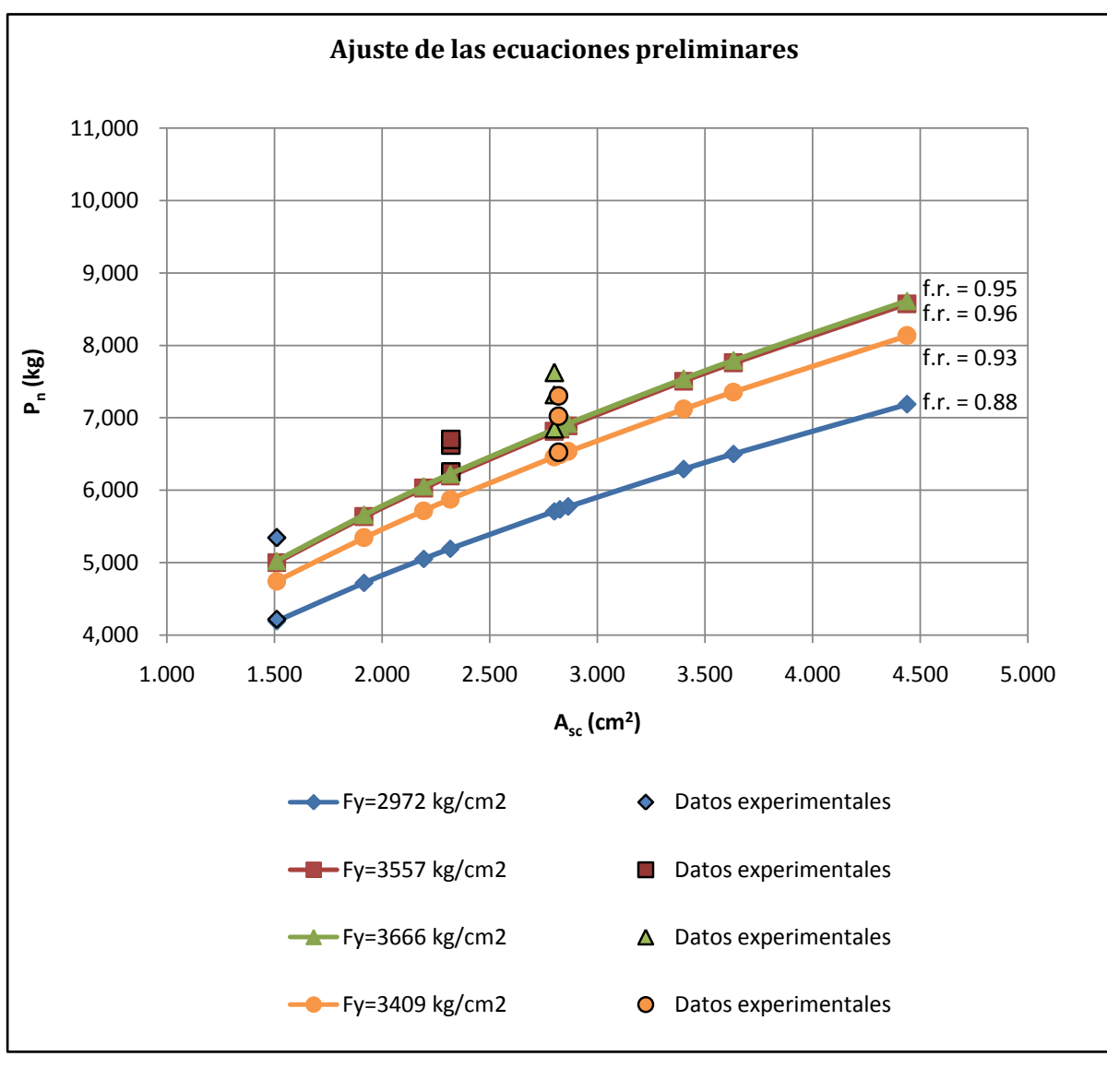
$$P_{n2} = 71.10 (A_{sc} F_y)^{0.500}$$

Factor de reducción seleccionado

$$f.r. = 0.88$$

Resultado

$$f.r. * P_{n2} = 62.57 (A_{sc} F_y)^{0.500}$$



Ecuación dependiente de $A_{sc} F_y$

Ecuación

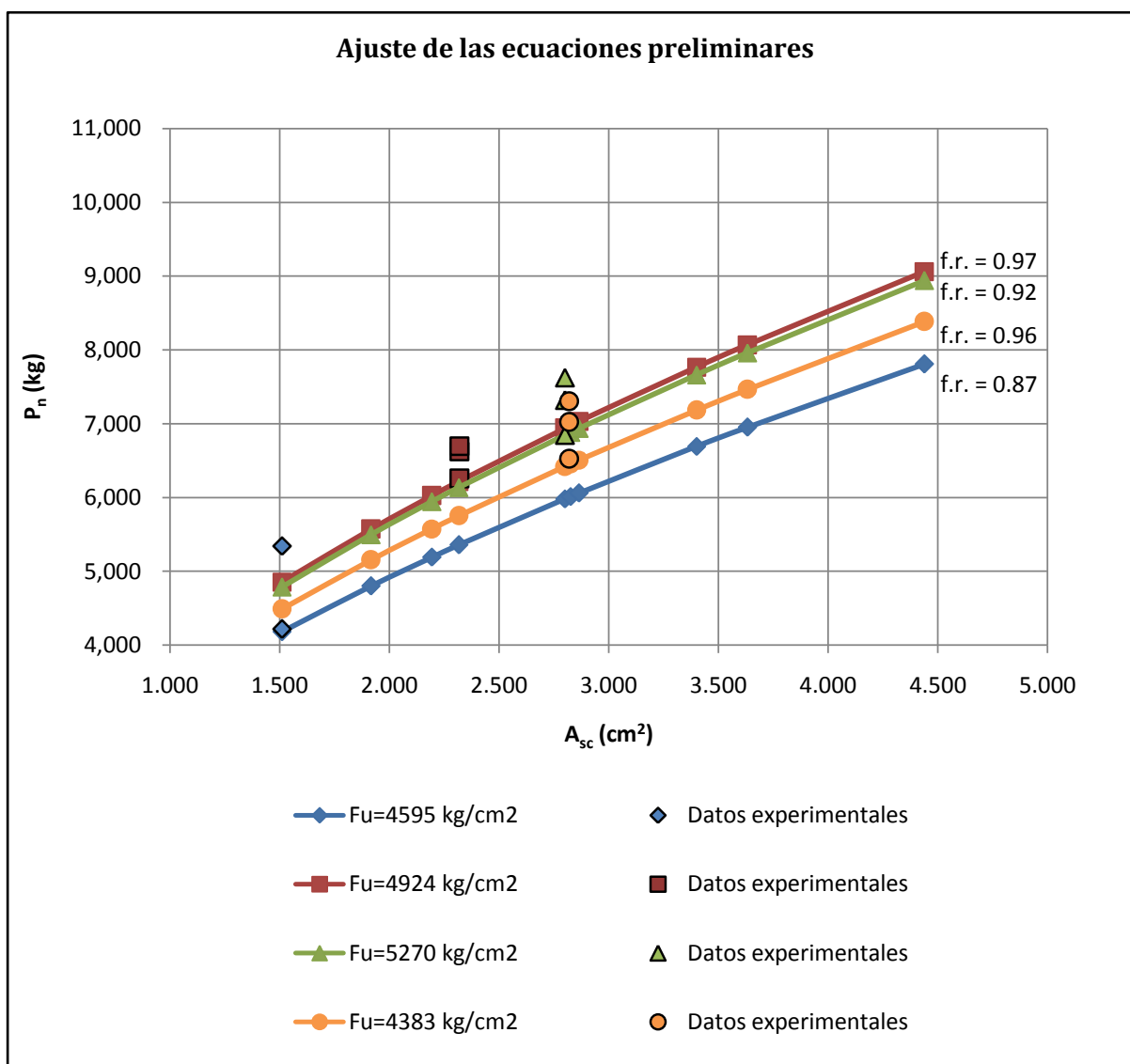
$$P_{n2} = 28.70 (A_{sc} F_u)^{0.579}$$

Factor de reducción seleccionado

$$f.r. = 0.87$$

Resultado

$$f.r. * P_{n3} = 24.97 (A_{sc} F_u)^{0.579}$$



SELECCIÓN DE ECUACIÓN MÁS CONSERVADORA

Primer escenario: propiedades aproximadas a las experimentales

Valores considerados:

$f'_c =$	236.0	kg/cm ²
$F_y =$	45.0	ksi
	3163.8	kg/cm ²
$F_u =$	60.0	ksi
	4218.4	kg/cm ²

Resultados por ecuación:

A_{sc} (cm ²)	P_{n1} (kg)	P_{n2} (kg)	P_{n3} (kg)
1.510	3,737	4,324	3,980
1.916	4,534	4,872	4,570
2.194	5,059	5,212	4,942
2.316	5,287	5,356	5,100
2.800	6,167	5,889	5,692
2.826	6,213	5,916	5,722
2.865	6,282	5,956	5,768
3.400	7,219	6,489	6,369
3.632	7,616	6,707	6,618
4.439	8,961	7,415	7,432

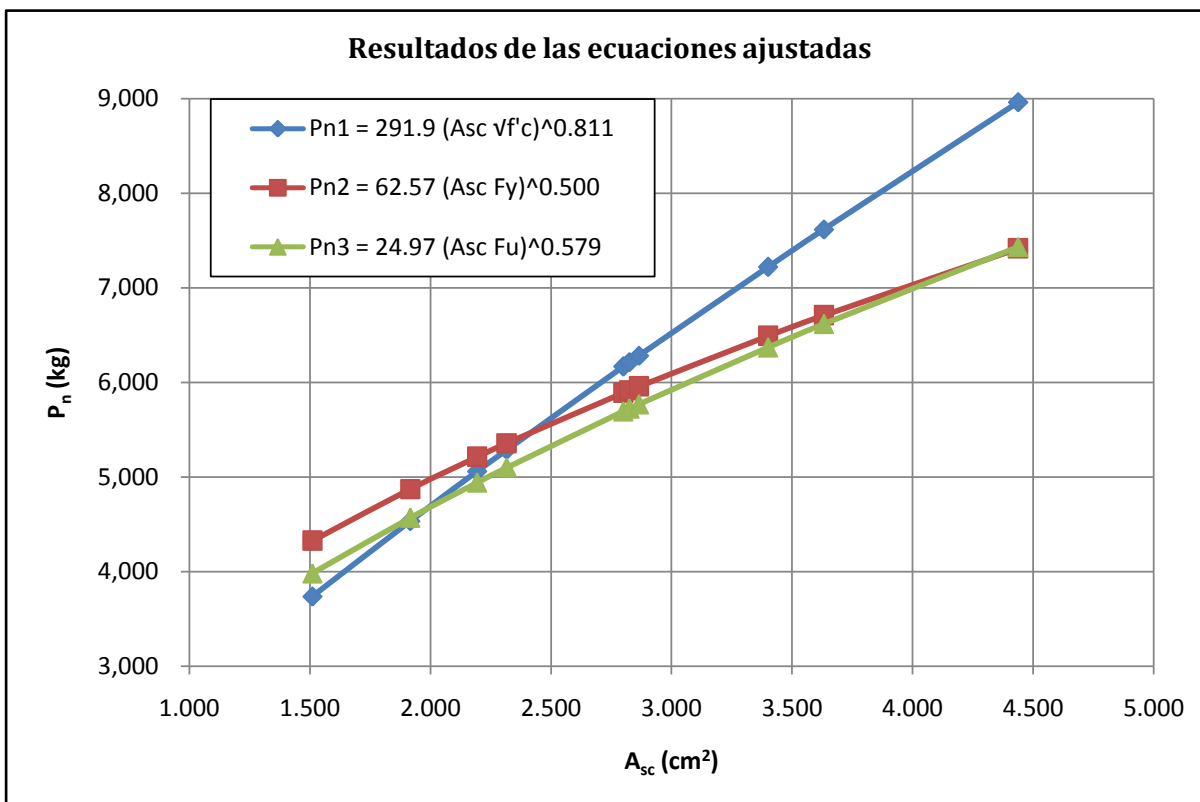
Ecuaciones:

$$P_{n1} = 291.9 (A_{sc} \sqrt{f'_c})^{0.811}$$

$$P_{n2} = 62.57 (A_{sc} F_y)^{0.500}$$

$$P_{n3} = 24.97 (A_{sc} F_u)^{0.579}$$

Resultados de las ecuaciones ajustadas



Segundo escenario: propiedades aproximadas a las teóricas

Valores considerados:

$f'_c =$	210.0	kg/cm ²
$F_y =$	36.0	ksi
	2531.1	kg/cm ²
$F_u =$	58.0	ksi
	4077.8	kg/cm ²

Resultados por ecuación:

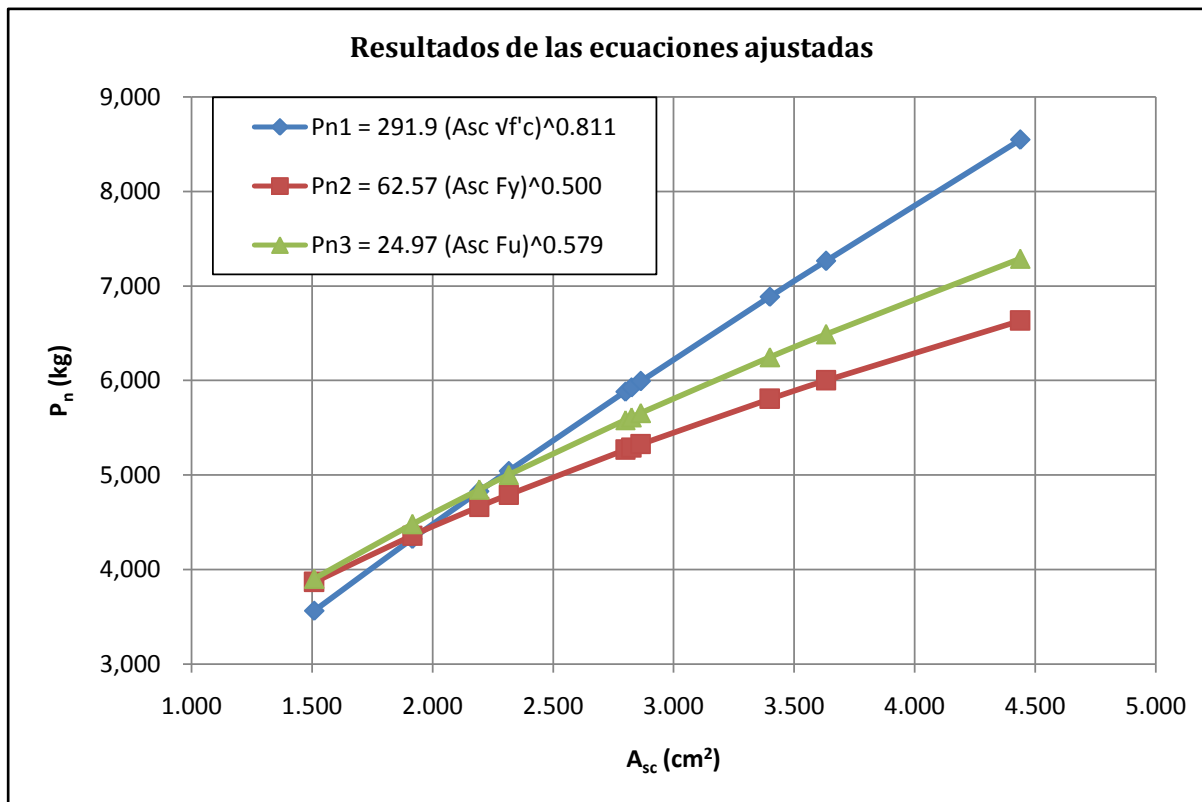
A_{sc} (cm ²)	P_{n1} (kg)	P_{n2} (kg)	P_{n3} (kg)
1.510	3,564	3,868	3,903
1.916	4,324	4,357	4,481
2.194	4,825	4,662	4,846
2.316	5,043	4,791	5,001
2.800	5,882	5,267	5,581
2.826	5,926	5,291	5,611
2.865	5,992	5,328	5,655
3.400	6,885	5,804	6,245
3.632	7,264	5,999	6,489
4.439	8,547	6,632	7,288

Ecuaciones:

$$P_{n1} = 291.9 (A_{sc} \sqrt{f'_c})^{0.811}$$

$$P_{n2} = 62.57 (A_{sc} F_y)^{0.500}$$

$$P_{n3} = 24.97 (A_{sc} F_u)^{0.579}$$

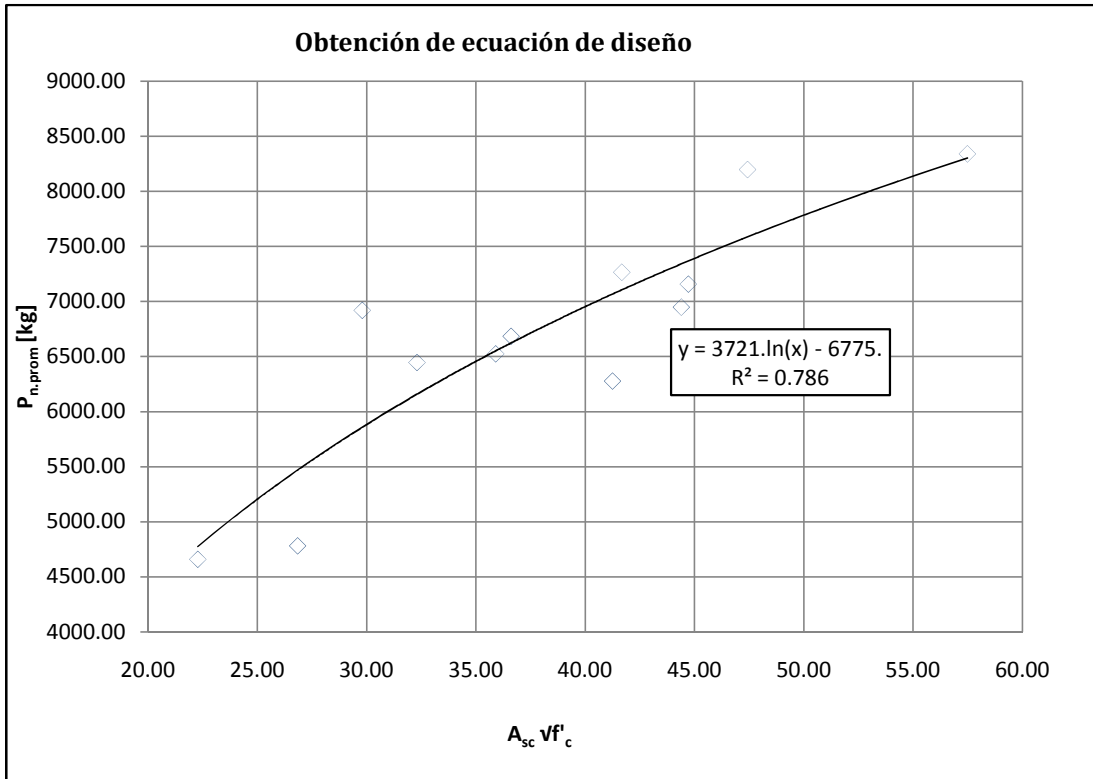


Ecuación seleccionada:

$$P_n = 291.9 (A_{sc} \sqrt{f'_c})^{0.811} \leq 62.57 (A_{sc} F_y)^{0.500} \leq 24.97 (A_{sc} F_u)^{0.579}$$

OBTENCIÓN DE ECUACIÓN DE DISEÑO**Coefficiente considerado:** $A_{sc} \sqrt{f'_c}$ **Resumen de datos**

Espécimen	P_n	P_{n.prom}	f'_c	A_{sc} √f'_c
25.4X25.4X3.18 - R-A				
25.4X25.4X3.18 - R-B	5344.4 kg	4780.92 kg	315.9 kg/cm ²	26.84 cm ²
25.4X25.4X3.18 - R-C	4217.5 kg			
25.4X25.4X6.35 - R-D	6522.1 kg			
25.4X25.4X6.35 - R-E	7301.2 kg	6947.84 kg	247.7 kg/cm ²	44.38 cm ²
25.4X25.4X6.35 - R-F	7020.2 kg			
31.75X31.75X4.76 - R-G	7320.4 kg			
31.75X31.75X4.76 - R-H	7626.6 kg	7264.92 kg	221.5 kg/cm ²	41.67 cm ²
31.75X31.75X4.76 - R-I	6847.8 kg			
38.1X38.1X3.18 - R-J	6255.7 kg			
38.1X38.1X3.18 - R-K	6624.4 kg	6525.94 kg	239.5 kg/cm ²	35.90 cm ²
38.1X38.1X3.18 - R-L	6697.8 kg			
38,1X38,1X3,18 - GE1	6170.1 kg			
38,1X38,1X3,18 - GE5	7496.5 kg	6685.07 kg	248.2 kg/cm ²	36.60 cm ²
38,1X38,1X3,18 - GE6	6388.6 kg			
31,75X31,75X6,35 - GE2	8487.3 kg			
31,75X31,75X6,35 - GE3	8361.7 kg	8340.11 kg	253.1 kg/cm ²	57.48 cm ²
31,75X31,75X6,35 - GE4	8171.3 kg			
25,4X25,4X3,18 - GE7	4432.4 kg			
25,4X25,4X3,18 - GE8	4486.8 kg	4660.11 kg	225.4 kg/cm ²	22.28 cm ²
25,4X25,4X3,18 - GE9	5061.2 kg			
25,4X25,4X4,76 - GE10	5866.8 kg			
25,4X25,4X4,76 - GE11	6913.7 kg	6447.44 kg	216.8 kg/cm ²	32.30 cm ²
25,4X25,4X4,76 - GE12	6561.9 kg			
31,75X31,75X4,76 - 01	6966.3 kg			
31,75X31,75X4,76 - 02	7008.9 kg	7158.40 kg	260.6 kg/cm ²	44.72 cm ²
31,75X31,75X4,76 - 03	7500.0 kg			
38,1X38,1X4,76 - 01	8626.8 kg			
38,1X38,1X4,76 - 02	7800.8 kg	8198.52 kg	231.0 kg/cm ²	47.42 cm ²
38,1X38,1X4,76 - 03	8167.9 kg			
31,75X31,75X3,18 - 01	7064.9 kg			
31,75X31,75X3,18 - 02	6414.0 kg	6921.04 kg	254.0 kg/cm ²	29.80 cm ²
31,75X31,75X3,18 - 03	7284.2 kg			
25,4X25,4X6,35 - 01	6652.0 kg			
25,4X25,4X6,35 - 02	6499.0 kg	6278.62 kg	238.6 kg/cm ²	41.24 cm ²
25,4X25,4X6,35 - 03	5684.9 kg			



Ecuación preliminar de diseño

$$P_{n1} = 3721 \ln(A_{sc} v f'_c) - 6775$$

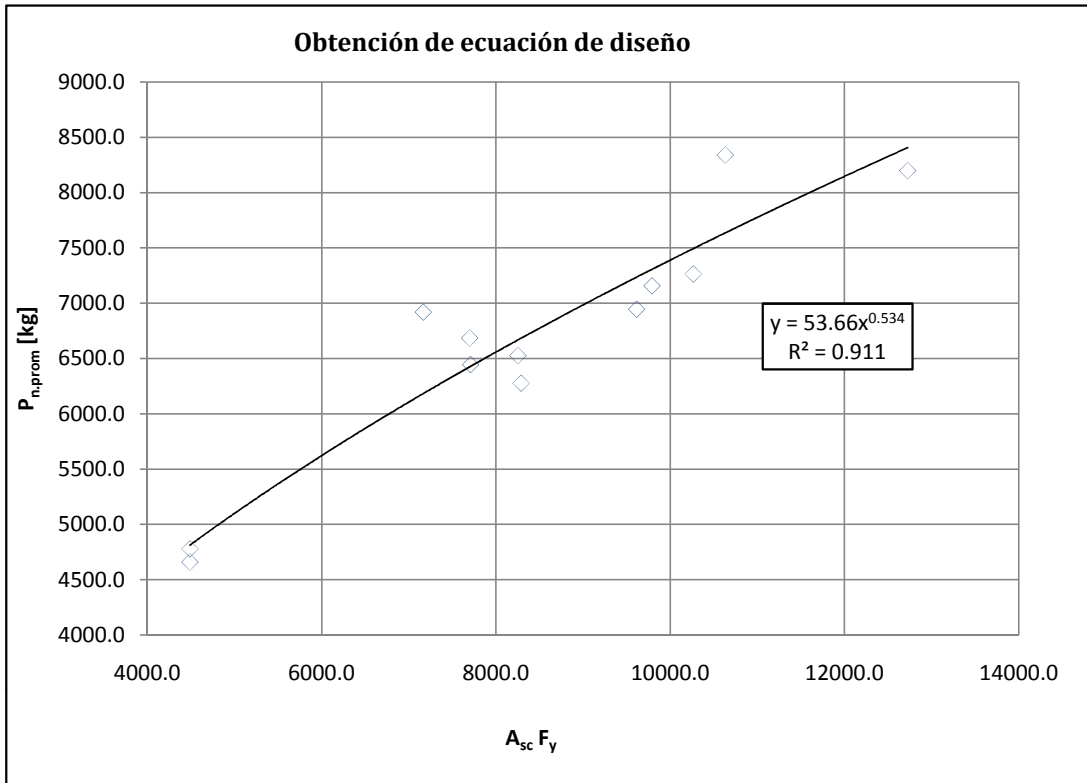
Coefficiente de determinación de la recta

$$R_1^2 = 0.786$$

Coefficiente considerado: $A_{sc} F_y$

Resumen de datos

Espécimen	P_n	$P_{n,prom}$	F_y	$A_{sc} F_y$
25.4X25.4X3.18 - R-A				
25.4X25.4X3.18 - R-B	5344.4 kg	4780.9 kg	2972.3 kg/cm ²	4488.1 cm ²
25.4X25.4X3.18 - R-C	4217.5 kg			
25.4X25.4X6.35 - R-D	6522.1 kg			
25.4X25.4X6.35 - R-E	7301.2 kg	6947.8 kg	3409.1 kg/cm ²	9613.7 cm ²
25.4X25.4X6.35 - R-F	7020.2 kg			
31.75X31.75X4.76 - R-G	7320.4 kg			
31.75X31.75X4.76 - R-H	7626.6 kg	7264.9 kg	3665.9 kg/cm ²	10264.6 cm ²
31.75X31.75X4.76 - R-I	6847.8 kg			
38.1X38.1X3.18 - R-J	6255.7 kg			
38.1X38.1X3.18 - R-K	6624.4 kg	6525.9 kg	3556.7 kg/cm ²	8251.5 cm ²
38.1X38.1X3.18 - R-L	6697.8 kg			
38,1X38,1X3,18 - GE1	6170.1 kg			
38,1X38,1X3,18 - GE5	7496.5 kg	6685.1 kg	3313.4 kg/cm ²	7696.9 cm ²
38,1X38,1X3,18 - GE6	6388.6 kg			
31,75X31,75X6,35 - GE2	8487.3 kg			
31,75X31,75X6,35 - GE3	8361.7 kg	8340.1 kg	2942.2 kg/cm ²	10630.1 cm ²
31,75X31,75X6,35 - GE4	8171.3 kg			
25,4X25,4X3,18 - GE7	4432.4 kg			
25,4X25,4X3,18 - GE8	4486.8 kg	4660.1 kg	3022.7 kg/cm ²	4485.8 cm ²
25,4X25,4X3,18 - GE9	5061.2 kg			
25,4X25,4X4,76 - GE10	5866.8 kg			
25,4X25,4X4,76 - GE11	6913.7 kg	6447.4 kg	3512.9 kg/cm ²	7707.4 cm ²
25,4X25,4X4,76 - GE12	6561.9 kg			
31,75X31,75X4,76 - 01	6966.3 kg			
31,75X31,75X4,76 - 02	7008.9 kg	7158.4 kg	3533.9 kg/cm ²	9788.8 cm ²
31,75X31,75X4,76 - 03	7500.0 kg			
38,1X38,1X4,76 - 01	8626.8 kg			
38,1X38,1X4,76 - 02	7800.8 kg	8198.5 kg	4077.9 kg/cm ²	12723.0 cm ²
38,1X38,1X4,76 - 03	8167.9 kg			
31,75X31,75X3,18 - 01	7064.9 kg			
31,75X31,75X3,18 - 02	6414.0 kg	6921.0 kg	3831.1 kg/cm ²	7164.2 cm ²
31,75X31,75X3,18 - 03	7284.2 kg			
25,4X25,4X6,35 - 01	6652.0 kg			
25,4X25,4X6,35 - 02	6499.0 kg	6278.6 kg	3104.3 kg/cm ²	8288.5 cm ²
25,4X25,4X6,35 - 03	5684.9 kg			



Ecuación preliminar de diseño

$$P_{n2} = 53.66 (A_{sc} F_y)^{0.534}$$

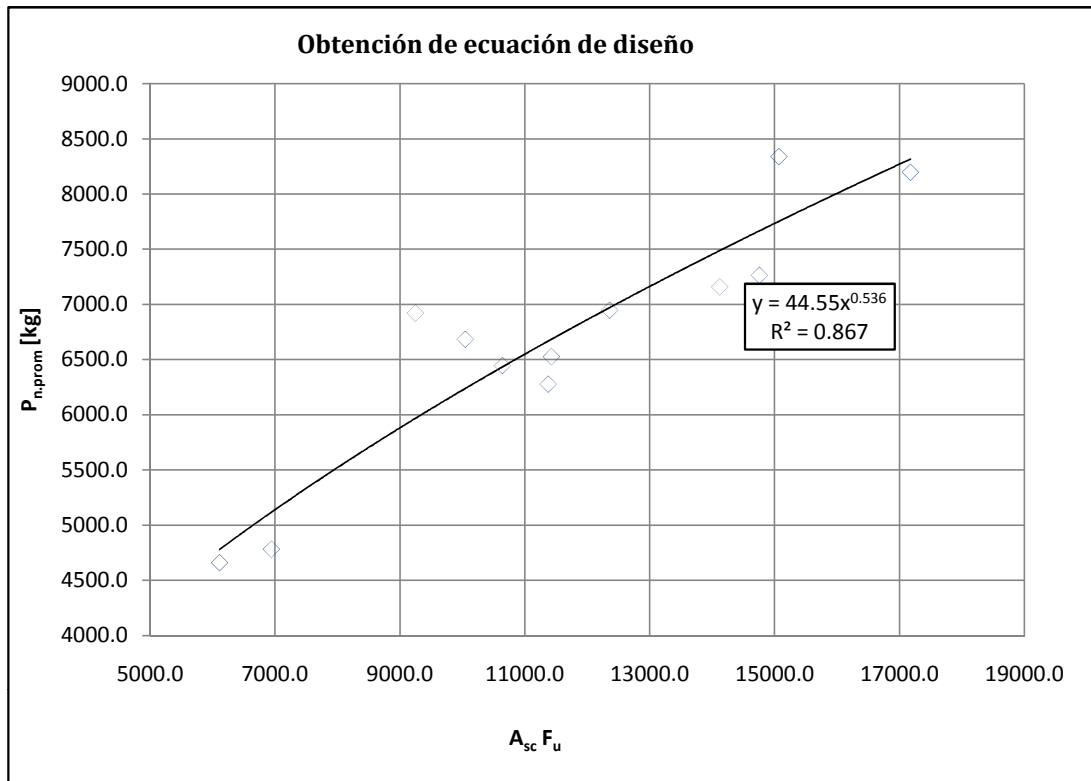
Coefficiente de determinación de la recta

$$R_2^2 = 0.911$$

Coefficiente considerado: $A_{sc} F_u$

Resumen de datos

Espécimen	P_n	$P_{n,prom}$	F_u	$A_{sc} F_u$
25.4X25.4X3.18 - R-A				
25.4X25.4X3.18 - R-B	5344.4 kg	4780.9 kg	4595.1 kg/cm ²	6938.7 cm ²
25.4X25.4X3.18 - R-C	4217.5 kg			
25.4X25.4X6.35 - R-D	6522.1 kg			
25.4X25.4X6.35 - R-E	7301.2 kg	6947.8 kg	4382.6 kg/cm ²	12358.9 cm ²
25.4X25.4X6.35 - R-F	7020.2 kg			
31.75X31.75X4.76 - R-G	7320.4 kg			
31.75X31.75X4.76 - R-H	7626.6 kg	7264.9 kg	5270.1 kg/cm ²	14756.3 cm ²
31.75X31.75X4.76 - R-I	6847.8 kg			
38.1X38.1X3.18 - R-J	6255.7 kg			
38.1X38.1X3.18 - R-K	6624.4 kg	6525.9 kg	4923.5 kg/cm ²	11422.5 cm ²
38.1X38.1X3.18 - R-L	6697.8 kg			
38,1X38,1X3,18 - GE1	6170.1 kg			
38,1X38,1X3,18 - GE5	7496.5 kg	6685.1 kg	4325.5 kg/cm ²	10048.2 cm ²
38,1X38,1X3,18 - GE6	6388.6 kg			
31,75X31,75X6,35 - GE2	8487.3 kg			
31,75X31,75X6,35 - GE3	8361.7 kg	8340.1 kg	4170.3 kg/cm ²	15067.4 cm ²
31,75X31,75X6,35 - GE4	8171.3 kg			
25,4X25,4X3,18 - GE7	4432.4 kg			
25,4X25,4X3,18 - GE8	4486.8 kg	4660.1 kg	4116.6 kg/cm ²	6109.0 cm ²
25,4X25,4X3,18 - GE9	5061.2 kg			
25,4X25,4X4,76 - GE10	5866.8 kg			
25,4X25,4X4,76 - GE11	6913.7 kg	6447.4 kg	4850.8 kg/cm ²	10642.6 cm ²
25,4X25,4X4,76 - GE12	6561.9 kg			
31,75X31,75X4,76 - 01	6966.3 kg			
31,75X31,75X4,76 - 02	7008.9 kg	7158.4 kg	5098.0 kg/cm ²	14121.3 cm ²
31,75X31,75X4,76 - 03	7500.0 kg			
38,1X38,1X4,76 - 01	8626.8 kg			
38,1X38,1X4,76 - 02	7800.8 kg	8198.5 kg	5504.3 kg/cm ²	17173.5 cm ²
38,1X38,1X4,76 - 03	8167.9 kg			
31,75X31,75X3,18 - 01	7064.9 kg			
31,75X31,75X3,18 - 02	6414.0 kg	6921.0 kg	4944.9 kg/cm ²	9246.9 cm ²
31,75X31,75X3,18 - 03	7284.2 kg			
25,4X25,4X6,35 - 01	6652.0 kg			
25,4X25,4X6,35 - 02	6499.0 kg	6278.6 kg	4259.8 kg/cm ²	11373.6 cm ²
25,4X25,4X6,35 - 03	5684.9 kg			



Ecuación preliminar de diseño

$$P_{n3} = 44.55 (A_{sc} F_u)^{0.536}$$

Coefficiente de determinación de la recta

$$R_3^2 = 0.867$$

COMPARACIÓN DE ECUACIONES

Primer escenario: propiedades del acero aproximadas a las experimentales

Valores considerados:

$f'_c =$	246.0	kg/cm ²
$F_y =$	50.0	ksi
	3515.3	kg/cm ²
$F_u =$	67.0	ksi
	4710.6	kg/cm ²

Resultados por ecuación:

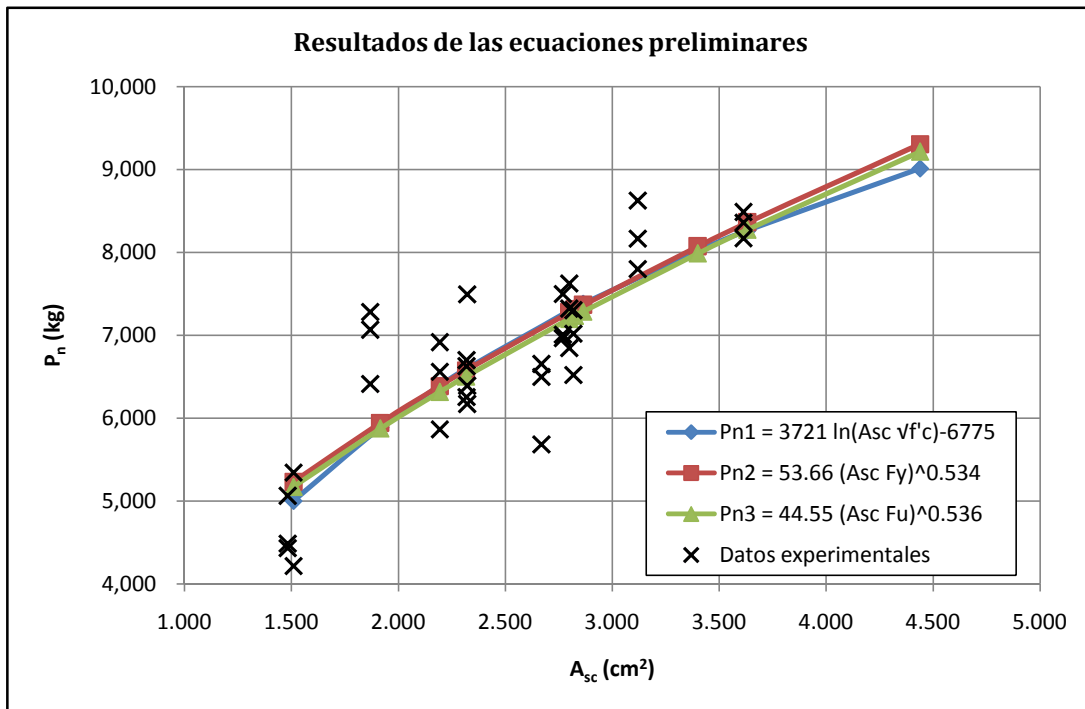
A_{sc} (cm ²)	P_{n1} (kg)	P_{n2} (kg)	P_{n3} (kg)
1.510	5,000	5,233	5,170
1.916	5,887	5,943	5,875
2.194	6,391	6,388	6,316
2.316	6,593	6,576	6,503
2.800	7,299	7,277	7,199
2.826	7,333	7,313	7,235
2.865	7,384	7,367	7,288
3.400	8,021	8,072	7,989
3.632	8,267	8,362	8,277
4.439	9,013	9,307	9,216

Ecuaciones:

$$P_{n1} = 3721 \ln(A_{sc} \sqrt{f'_c}) - 6775$$

$$P_{n2} = 53.66 (A_{sc} F_y)^{0.534}$$

$$P_{n3} = 44.55 (A_{sc} F_u)^{0.536}$$



Segundo escenario: propiedades del acero aproximadas a las teóricas

Valores considerados:

$f'_c =$	210.0	kg/cm ²
$F_y =$	36.0	ksi
	2531.1	kg/cm ²
$F_u =$	58.0	ksi
	4077.8	kg/cm ²

Resultados por ecuación:

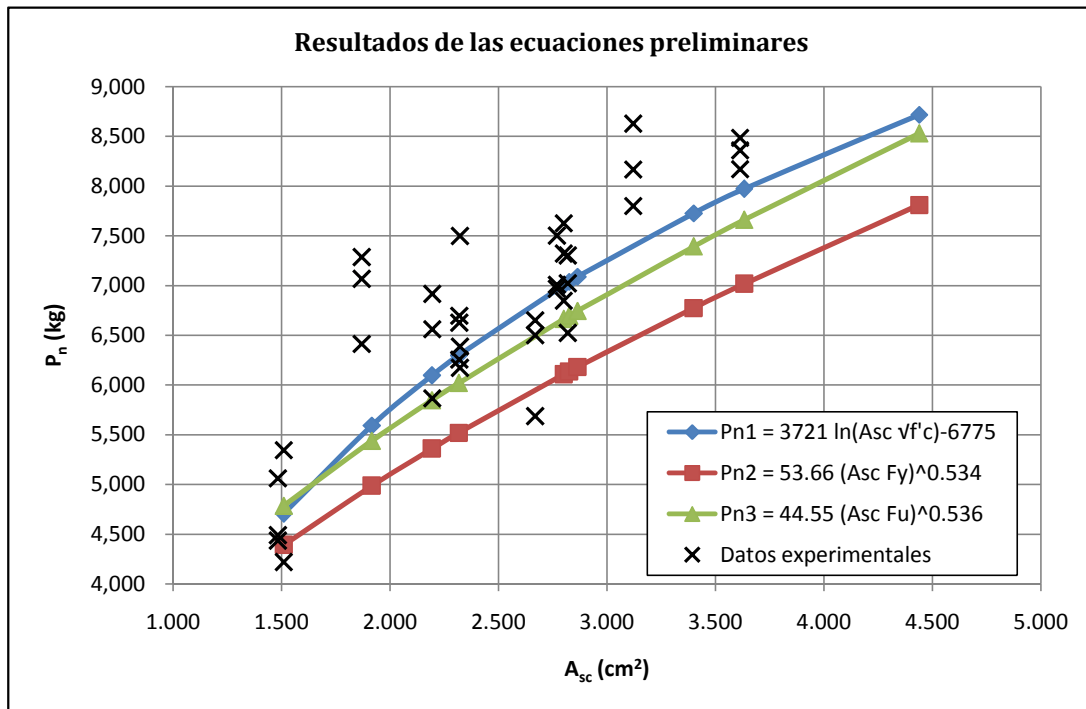
A_{sc} (cm ²)	P_{n1} (kg)	P_{n2} (kg)	P_{n3} (kg)
1.510	4,706	4,391	4,785
1.916	5,593	4,987	5,438
2.194	6,096	5,360	5,846
2.316	6,299	5,518	6,019
2.800	7,004	6,107	6,664
2.826	7,039	6,137	6,697
2.865	7,089	6,181	6,746
3.400	7,727	6,774	7,394
3.632	7,973	7,017	7,661
4.439	8,719	7,810	8,530

Ecuaciones:

$P_{n1} = 3721 \ln(A_{sc} \sqrt{f'_c}) - 6775$

$P_{n2} = 53.66 (A_{sc} F_y)^{0.534}$

$P_{n3} = 44.55 (A_{sc} F_u)^{0.536}$



AJUSTE DE ECUACIONES

Ecuación dependiente de $A_{sc} \sqrt{f'_c}$

Ecuación

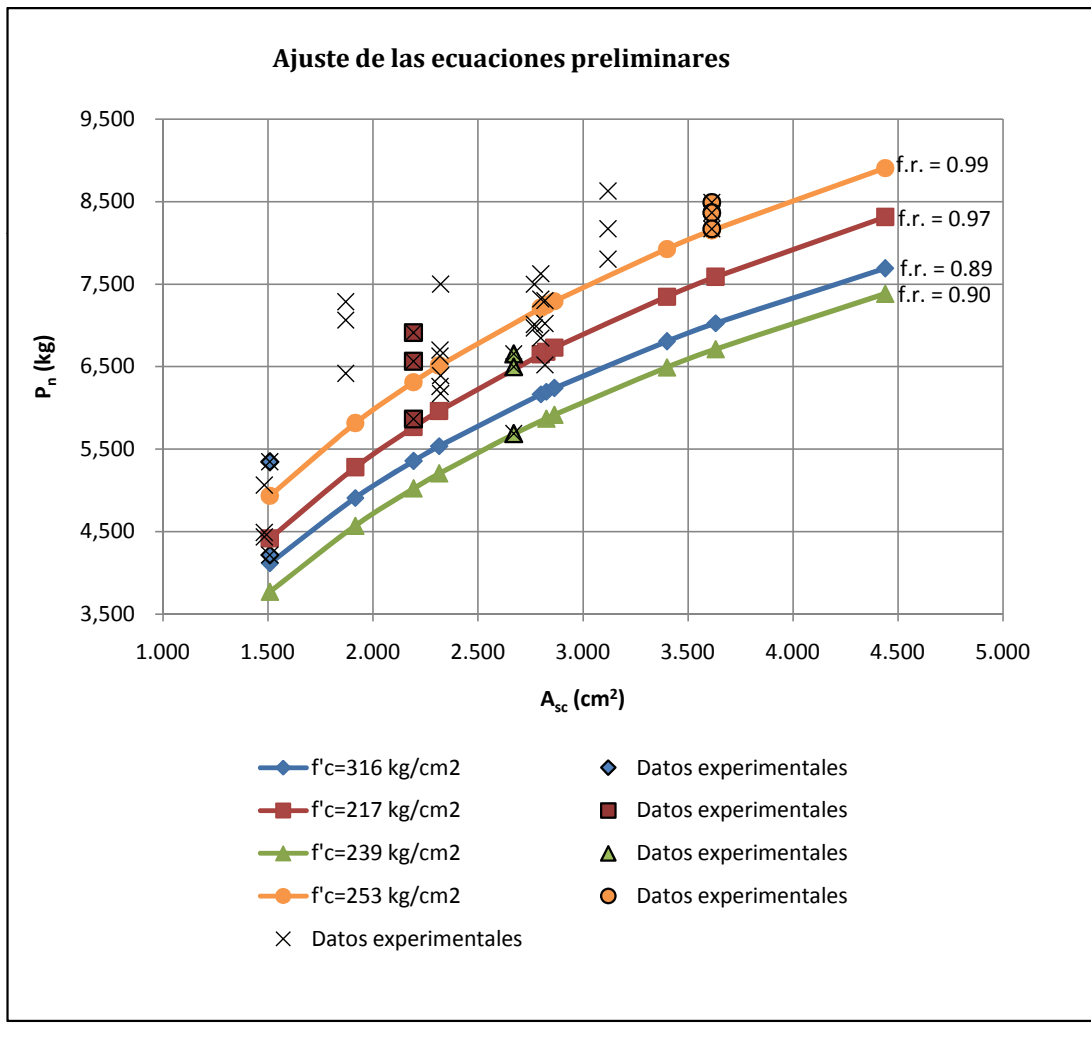
$$P_{n1} = 3721 \ln(A_{sc} \sqrt{f'_c}) - 6775$$

Factor de reducción seleccionado

$$f.r. = 0.89$$

Resultado

$$f.r. * P_{n1} = 3311.7 (A_{sc} \sqrt{f'_c}) - 6030$$



Ecuación dependiente de $A_{sc} F_y$

Ecuación

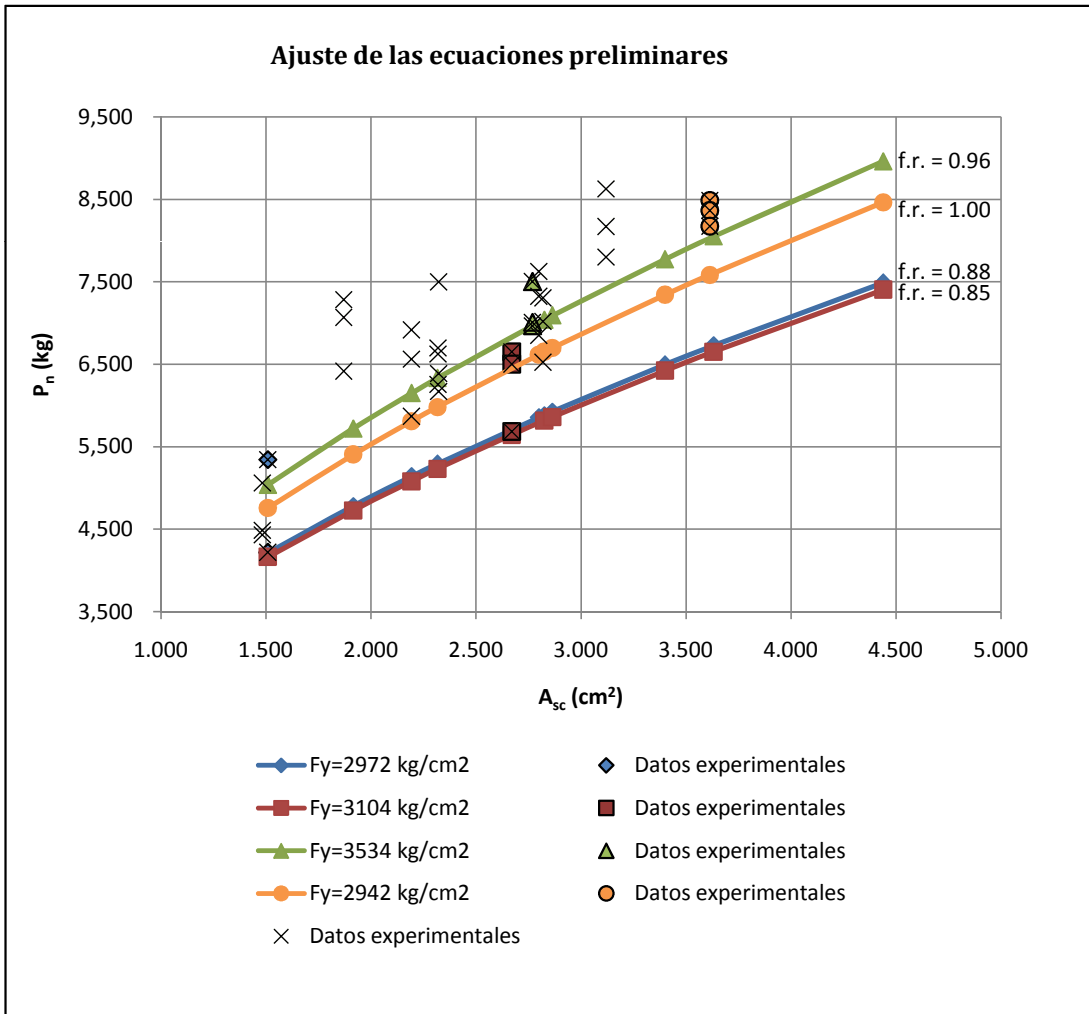
$$P_{n2} = 53.66 (A_{sc} F_y)^{0.534}$$

Factor de reducción seleccionado

$$f.r. = 0.85$$

Resultado

$$f.r. * P_{n2} = 45.61 (A_{sc} F_y)^{0.534}$$



Ecuación dependiente de $A_{sc} F_y$

Ecuación

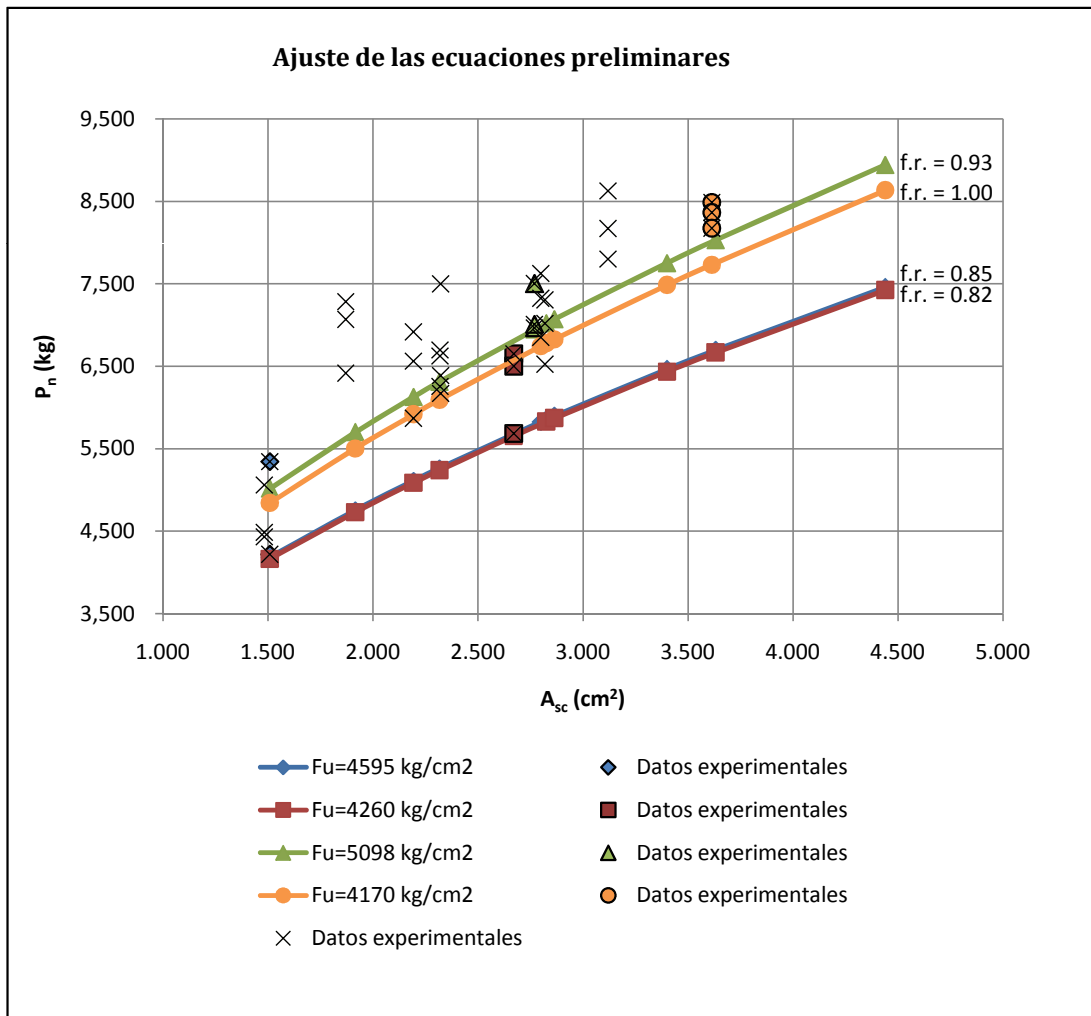
$$P_{n3} = 44.55 (A_{sc} F_u)^{0.536}$$

Factor de reducción seleccionado

$$f.r. = 0.82$$

Resultado

$$f.r. * P_{n3} = 36.53 (A_{sc} F_u)^{0.536}$$



SELECCIÓN DE ECUACIÓN MÁS CONSERVADORA

Primer escenario: propiedades aproximadas a las experimentales

Valores considerados:

$f'_c =$	245.0	kg/cm ²
$F_y =$	50.0	ksi
	3515.3	kg/cm ²
$F_u =$	67.0	ksi
	4710.6	kg/cm ²

Resultados por ecuación:

A_{sc} (cm ²)	P_{n1} (kg)	P_{n2} (kg)	P_{n3} (kg)
1.510	4,444	4,448	4,239
1.916	5,233	5,052	4,817
2.194	5,681	5,430	5,179
2.316	5,861	5,590	5,333
2.800	6,489	6,186	5,903
2.826	6,520	6,216	5,933
2.865	6,565	6,262	5,976
3.400	7,132	6,862	6,551
3.632	7,351	7,108	6,787
4.439	8,015	7,911	7,557

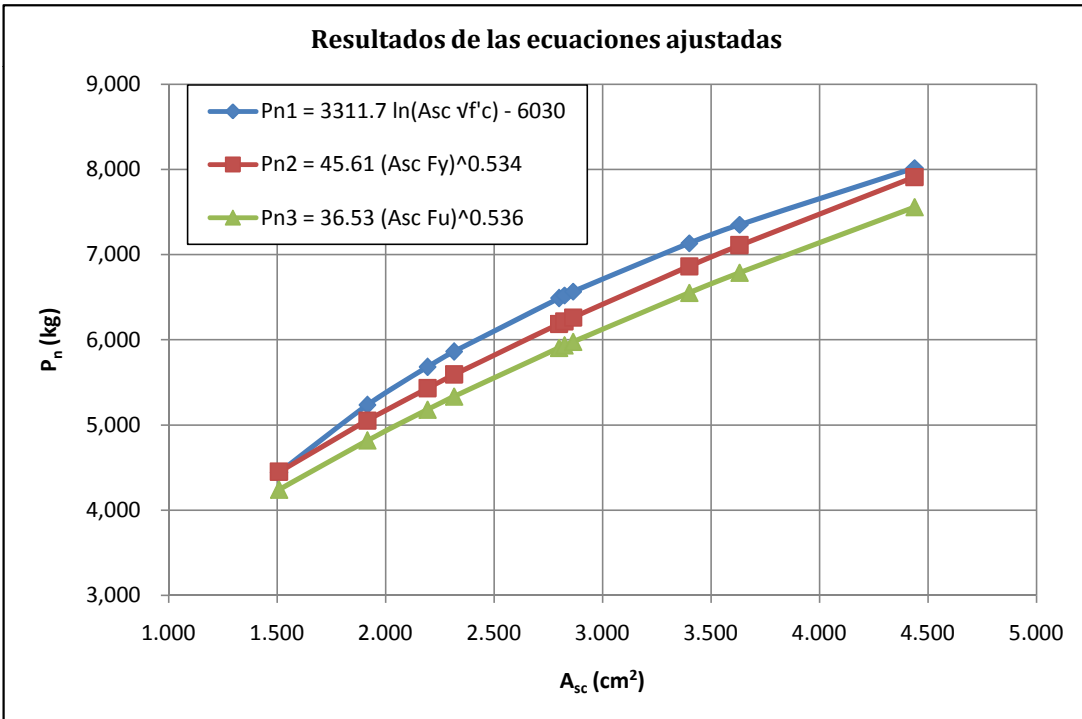
Ecuaciones:

$$P_{n1} = 3311.7 \ln(A_{sc} \sqrt{f'_c}) - 6030$$

$$P_{n2} = 45.61 (A_{sc} F_y)^{0.534}$$

$$P_{n3} = 36.53 (A_{sc} F_u)^{0.536}$$

Resultados de las ecuaciones ajustadas



Segundo escenario: propiedades aproximadas a las teóricas

Valores considerados:

$f'_c =$	210.0	kg/cm ²
$F_y =$	36.0	ksi
	2531.1	kg/cm ²
$F_u =$	58.0	ksi
	4077.8	kg/cm ²

Resultados por ecuación:

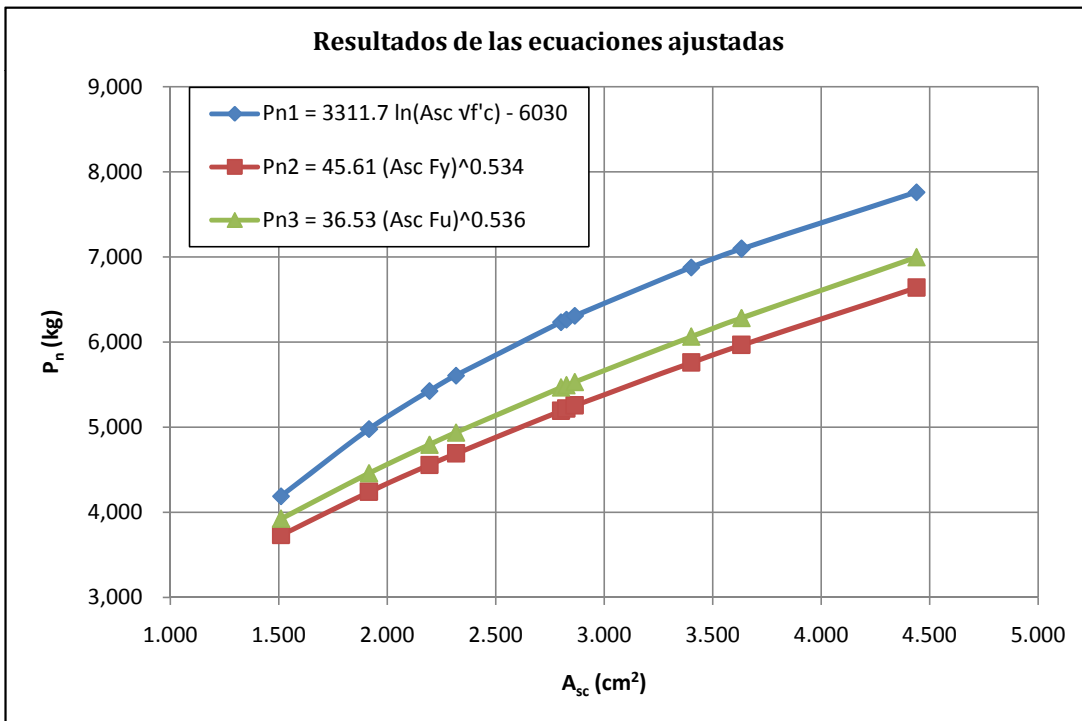
A_{sc} (cm ²)	P_{n1} (kg)	P_{n2} (kg)	P_{n3} (kg)
1.510	4,188	3,732	3,924
1.916	4,978	4,239	4,459
2.194	5,426	4,556	4,794
2.316	5,606	4,690	4,936
2.800	6,234	5,191	5,464
2.826	6,264	5,216	5,491
2.865	6,309	5,254	5,531
3.400	6,877	5,758	6,063
3.632	7,096	5,964	6,282
4.439	7,760	6,638	6,995

Ecuaciones:

$$P_{n1} = 3311.7 \ln(A_{sc} \sqrt{f'_c}) - 6030$$

$$P_{n2} = 45.61 (A_{sc} F_y)^{0.534}$$

$$P_{n3} = 36.53 (A_{sc} F_u)^{0.536}$$



Ecuación seleccionada:

$$P_n = 45.61 (A_{sc} F_y)^{0.534} \leq 36.53 (A_{sc} F_u)^{0.536}$$

ANEXO F

COMPARACIÓN DE ECUACIONES OBTENIDAS

COMPARACIÓN DE ECUACIONES: Vigas IPN contra Tubos Rectangulares

Primer escenario: propiedades aproximadas a las experimentales

Ecuación obtenida de caso con vigas IPN:

$$P_{n,IPN} = 14.75 (A_{sc} F_y)^{0.668} \leq 15.51 (A_{sc} F_u)^{0.640}$$

Ecuación obtenida de caso con vigas tipo tubo rectangular:

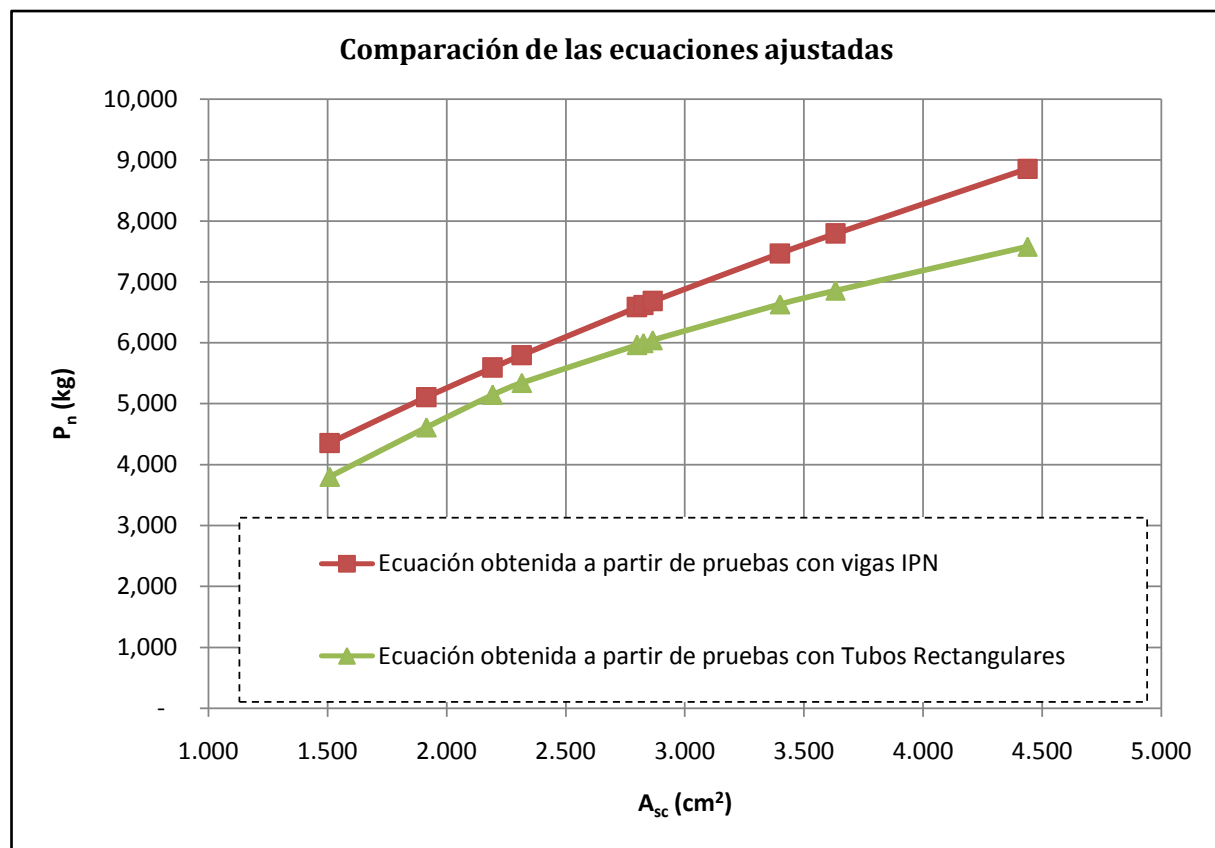
$$P_{n,TR} = 291.9 (A_{sc} v f'_c)^{0.811} \leq 62.57 (A_{sc} F_y)^{0.500} \leq 24.97 (A_{sc} F_u)^{0.579}$$

Valores considerados:

$f'_c = 246.0 \text{ kg/cm}^2$

$F_y = 47.0 \text{ ksi}$
 3304.4 kg/cm^2

$F_u = 65.0 \text{ ksi}$
 4570.0 kg/cm^2



Segundo escenario: propiedades aproximadas a las teóricas

Ecuación obtenida de caso con vigas IPN:

$$P_{n.IPN} = 14.75 (A_{sc} F_y)^{0.668} \leq 15.51 (A_{sc} F_u)^{0.640}$$

Ecuación obtenida de caso con vigas tipo tubo rectangular:

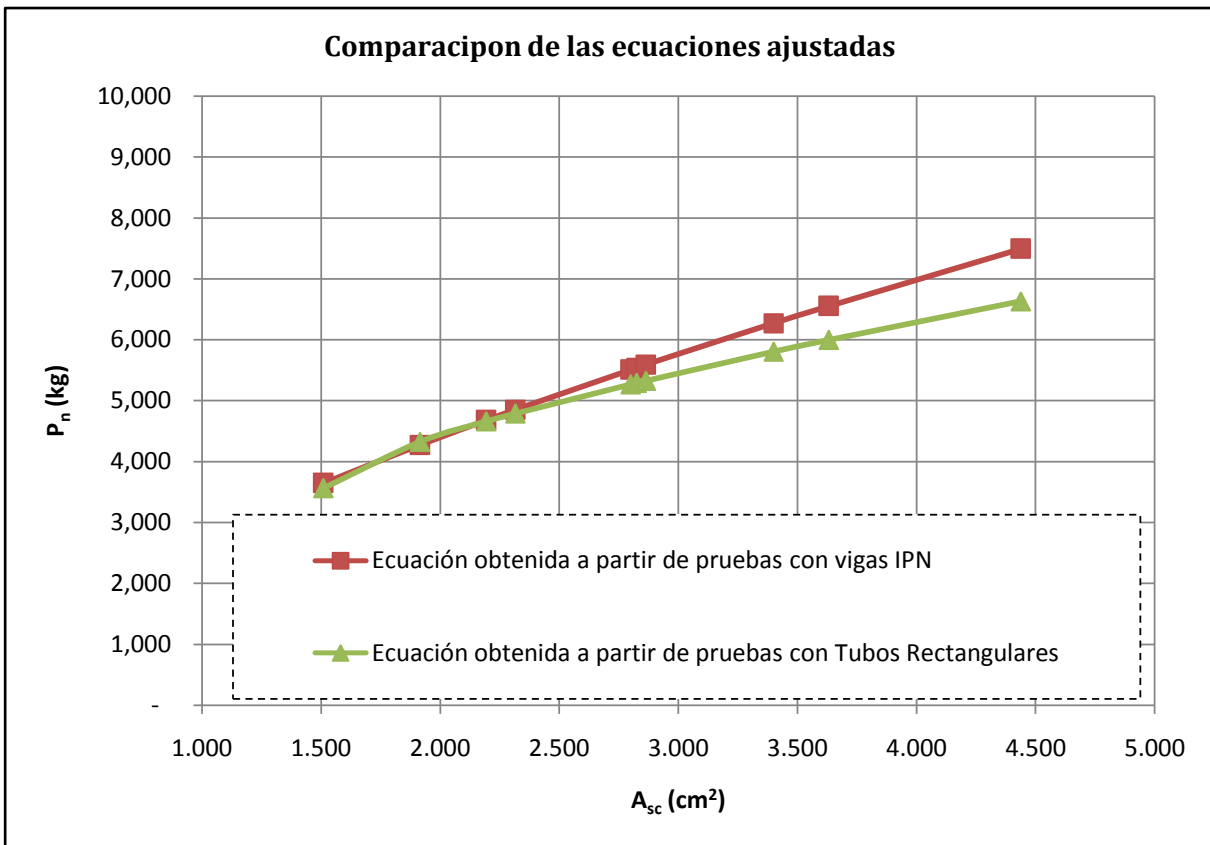
$$P_{n.TR} = 291.9 (A_{sc} \sqrt{f'_c})^{0.811} \leq 62.57 (A_{sc} F_y)^{0.500} \leq 24.97 (A_{sc} F_u)^{0.579}$$

Valores considerados:

$f'_c =$ kg/cm^2

$F_y =$ ksi
 kg/cm^2

$F_u =$ ksi
 kg/cm^2



COMPARACIÓN DE ECUACIONES: Vigas HSS contra Tubos Rectangulares

Primer escenario: propiedades aproximadas a las experimentales

Ecuación obtenida de caso con vigas HSS:

$$P_{n.HSS} = 40.41 (A_{sc} \sqrt{f'_c}) + 4062 \leq 0.239 (A_{sc} F_y) + 3718$$

Ecuación obtenida de caso con vigas tipo tubo rectangular:

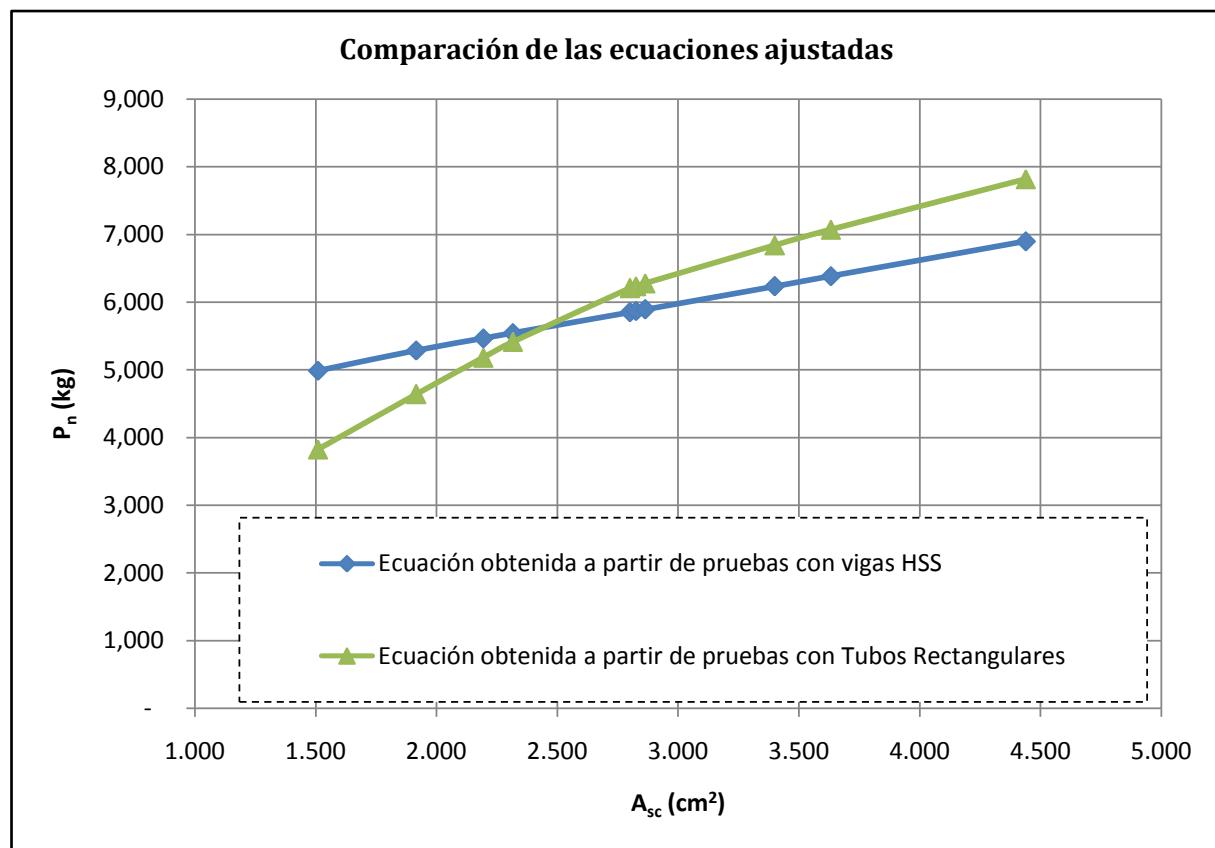
$$P_{n.TR} = 291.9 (A_{sc} \sqrt{f'_c})^{0.811} \leq 62.57 (A_{sc} F_y)^{0.500} \leq 24.97 (A_{sc} F_u)^{0.579}$$

Valores considerados:

$$f'_c = 250.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 50.0 \text{ ksi} \\ 3515.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 70.0 \text{ ksi} \\ 4921.5 \text{ kg/cm}^2$$



Segundo escenario: propiedades aproximadas a las teóricas

Ecuación obtenida de caso con vigas HSS:

$$P_{n.HSS} = 40.41 (A_{sc} \sqrt{f'_c}) + 4062 \leq 0.239 (A_{sc} F_y) + 3718$$

Ecuación obtenida de caso con vigas tipo tubo rectangular:

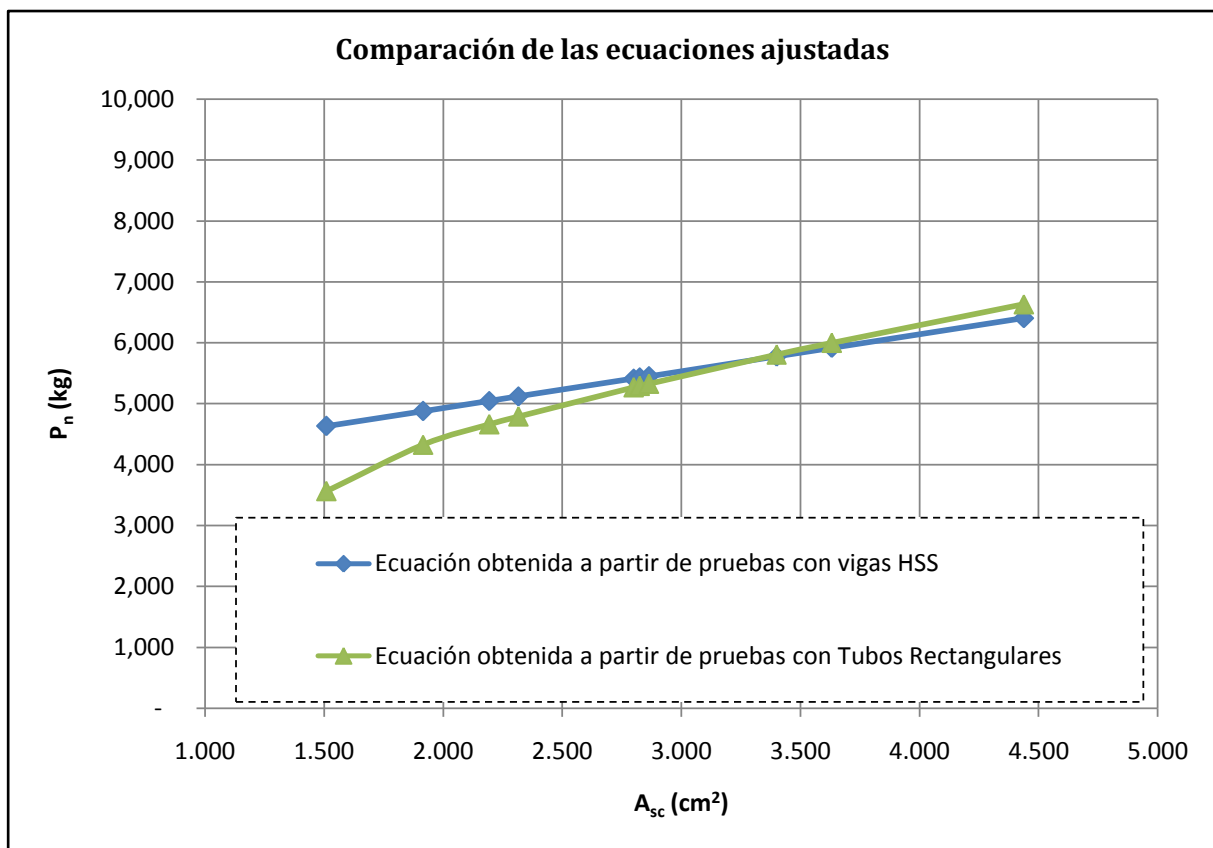
$$P_{n.TR} = 291.9 (A_{sc} \sqrt{f'_c})^{0.811} \leq 62.57 (A_{sc} F_y)^{0.500} \leq 24.97 (A_{sc} F_u)^{0.579}$$

Valores considerados:

$$f'_c = 210.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 36.0 \text{ ksi} \\ 2531.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 58.0 \text{ ksi} \\ 4077.8 \text{ kg/cm}^2$$



COMPARACIÓN DE ECUACIONES: Todos los casos

Primer escenario: propiedades aproximadas a las experimentales

Ecuación obtenida de caso con vigas HSS:

$$P_{n.HSS} = 40.41 (A_{sc} \sqrt{f'_c}) + 4062 \leq 0.239 (A_{sc} F_y) + 3718$$

Ecuación obtenida de caso con vigas IPN:

$$P_{n.IPN} = 14.75 (A_{sc} F_y)^{0.668} \leq 15.51 (A_{sc} F_u)^{0.640}$$

Ecuación obtenida de caso con vigas tipo tubo rectangular:

$$P_{n.TR} = 291.9 (A_{sc} \sqrt{f'_c})^{0.811} \leq 62.57 (A_{sc} F_y)^{0.500} \leq 24.97 (A_{sc} F_u)^{0.579}$$

Ecuación obtenida de todos los datos:

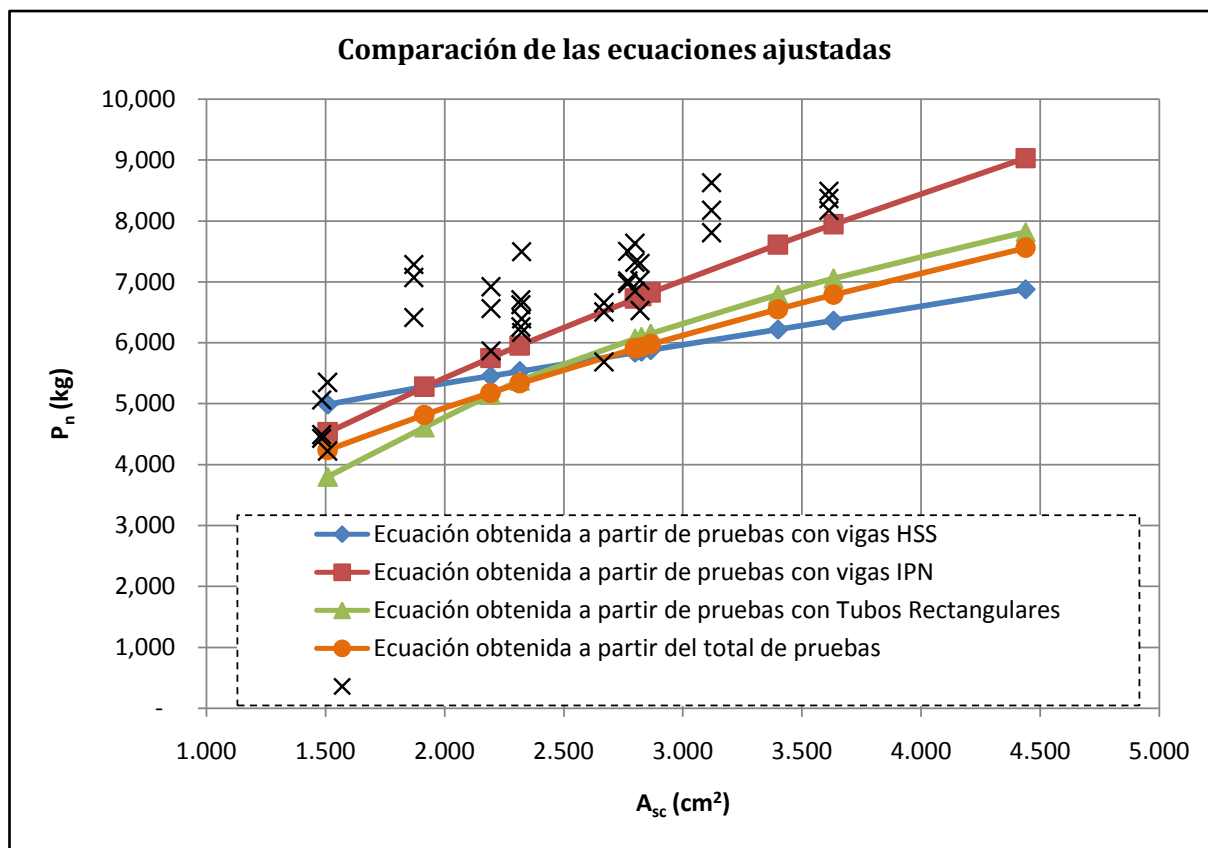
$$P_n = 45.61 (A_{sc} F_y)^{0.534} \leq 36.53 (A_{sc} F_u)^{0.536}$$

Valores considerados:

$f'_c = 246.0 \text{ kg/cm}^2$

$F_y = 50.0 \text{ ksi}$
 3515.3 kg/cm^2

$F_u = 67.0 \text{ ksi}$
 4710.6 kg/cm^2



Segundo escenario: propiedades aproximadas a las teóricas**Ecuación obtenida de caso con vigas HSS:**

$$P_{n.HSS} = 40.41 (A_{sc} \sqrt{f'_c}) + 4062 \leq 0.239 (A_{sc} F_y) + 3718$$

Ecuación obtenida de caso con vigas IPN:

$$P_{n.IPN} = 14.75 (A_{sc} F_y)^{0.668} \leq 15.51 (A_{sc} F_u)^{0.640}$$

Ecuación obtenida de caso con vigas tipo tubo rectangular:

$$P_{n.TR} = 291.9 (A_{sc} \sqrt{f'_c})^{0.811} \leq 62.57 (A_{sc} F_y)^{0.500} \leq 24.97 (A_{sc} F_u)^{0.579}$$

Ecuación obtenida de todos los datos:

$$P_n = 45.61 (A_{sc} F_y)^{0.534} \leq 36.53 (A_{sc} F_u)^{0.536}$$

Valores considerados:

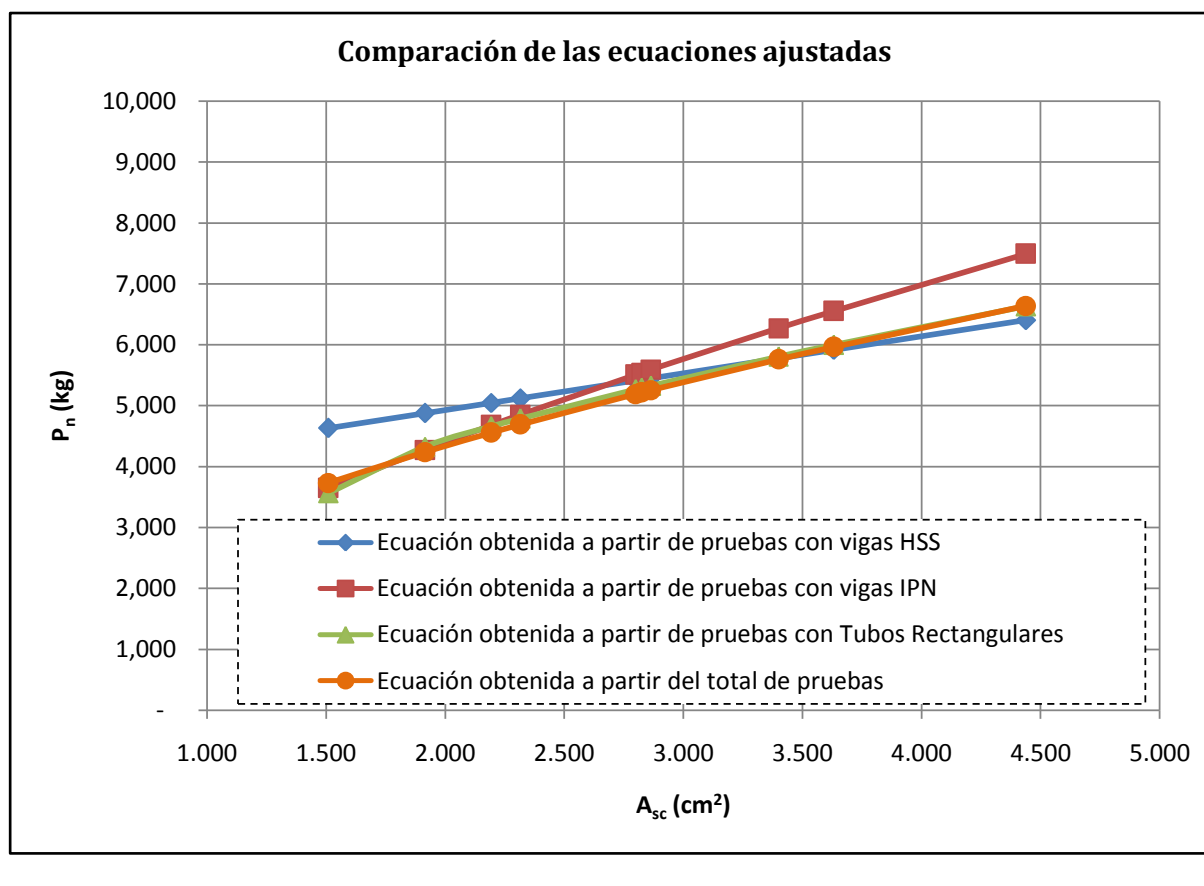
$$f'_c = \boxed{210.0} \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = \boxed{36.0} \text{ ksi}$$

$$\boxed{2531.1} \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = \boxed{58.0} \text{ ksi}$$

$$\boxed{4077.8} \text{ kg/cm}^2$$



COMPARACIÓN DE ECUACIONES: Todos los casos

Primer escenario: propiedades aproximadas a las experimentales

Ecuación obtenida de caso con vigas HSS:

$$P_{n,HSS} = 40.41 (A_{sc} \sqrt{f'_c}) + 4062 \leq 0.239 (A_{sc} F_y) + 3718$$

Ecuación obtenida de caso con vigas IPN:

$$P_{n,IPN} = 14.75 (A_{sc} F_y)^{0.668} \leq 15.51 (A_{sc} F_u)^{0.640}$$

Ecuación obtenida de caso con vigas tipo tubo rectangular:

$$P_{n,TR} = 291.9 (A_{sc} \sqrt{f'_c})^{0.811} \leq 62.57 (A_{sc} F_y)^{0.500} \leq 24.97 (A_{sc} F_u)^{0.579}$$

Ecuación obtenida de todos los datos:

$$P_n = 45.61 (A_{sc} F_y)^{0.534} \leq 36.53 (A_{sc} F_u)^{0.536}$$

Ecuación dada por el AISC para los conectores de espiga lisa:

$$P_{n,HSS} = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq 1.0 * 0.75 (A_{sc} F_u)$$

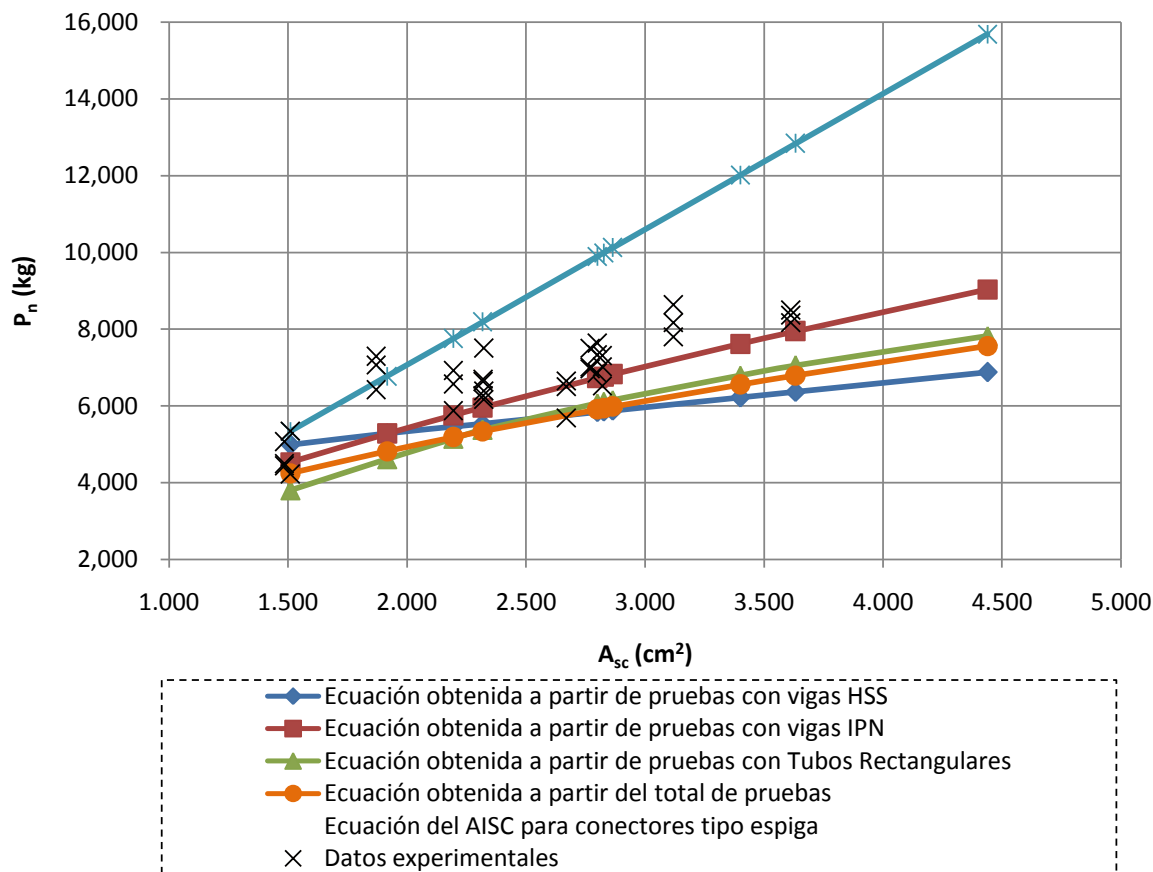
Valores considerados:

$$f'_c = 246.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 50.0 \text{ ksi} \\ 3515.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 67.0 \text{ ksi} \\ 4710.6 \text{ kg/cm}^2$$

Comparación de las ecuaciones ajustadas



Segundo escenario: propiedades aproximadas a las teóricas

Ecuación obtenida de caso con vigas HSS:

$$P_{n,HSS} = 40.41 (A_{sc} \sqrt{f'_c}) + 4062 \leq 0.239 (A_{sc} F_y) + 3718$$

Ecuación obtenida de caso con vigas IPN:

$$P_{n,IPN} = 14.75 (A_{sc} F_y)^{0.668} \leq 15.51 (A_{sc} F_u)^{0.640}$$

Ecuación obtenida de caso con vigas tipo tubo rectangular:

$$P_{n,TR} = 291.9 (A_{sc} \sqrt{f'_c})^{0.811} \leq 62.57 (A_{sc} F_y)^{0.500} \leq 24.97 (A_{sc} F_u)^{0.579}$$

Ecuación obtenida de todos los datos:

$$P_n = 45.61 (A_{sc} F_y)^{0.534} \leq 36.53 (A_{sc} F_u)^{0.536}$$

Ecuación dada por el AISC para los conectores de espiga lisa:

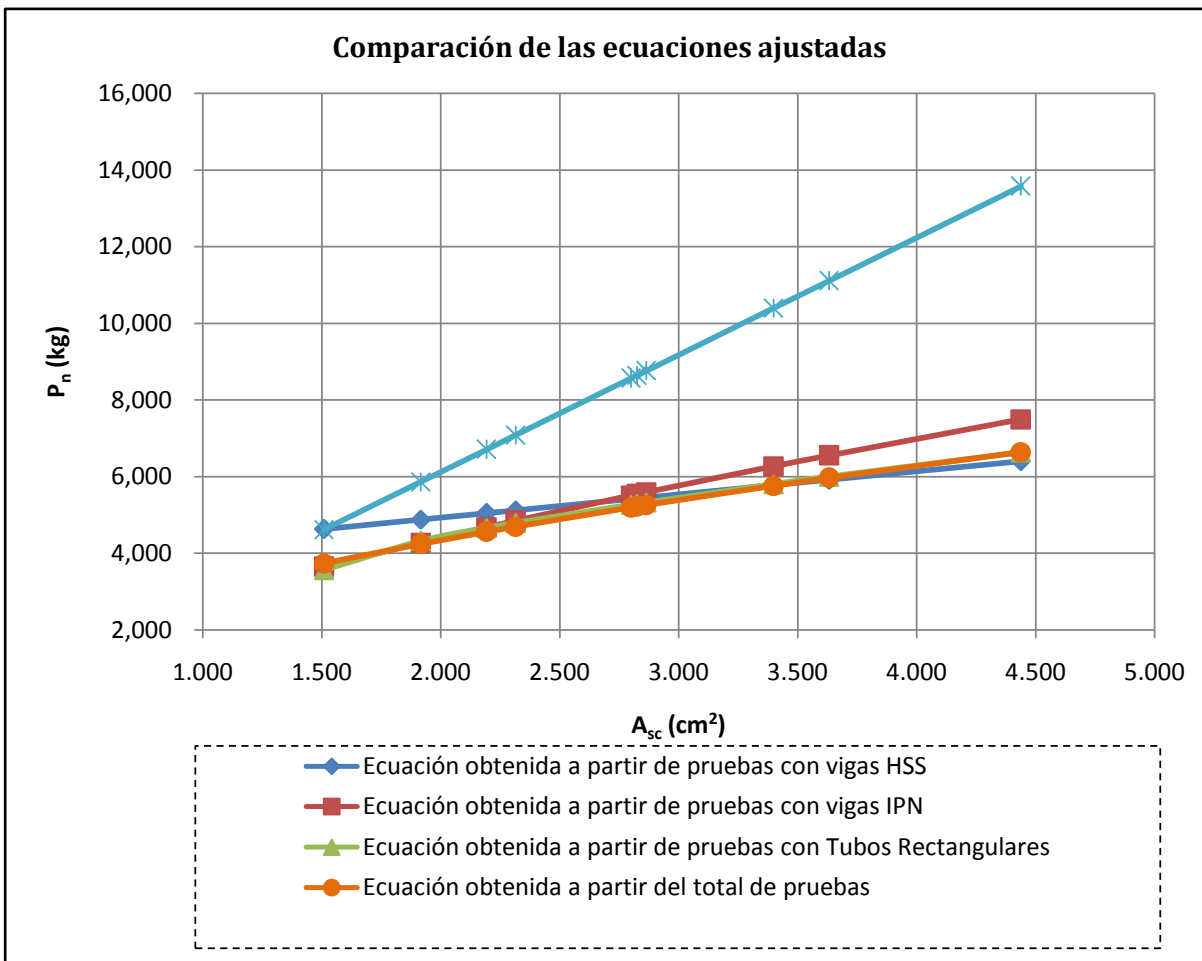
$$P_{n,HSS} = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq 1.0 * 0.75 (A_{sc} F_u)$$

Valores considerados:

$$f'_c = 210.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 36.0 \text{ ksi} \\ 2531.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 58.0 \text{ ksi} \\ 4077.8 \text{ kg/cm}^2$$



COMPARACIÓN DE ECUACIONES: Área requerida

Primer escenario: propiedades aproximadas a las experimentales

Ecuación obtenida de todos los datos:

$$P_n = 45.61 (A_{sc} F_y)^{0.534} \leq 36.53 (A_{sc} F_u)^{0.536}$$

Valores considerados:

$f'_c = 246.0 \text{ kg/cm}^2$

$F_y = 50.0 \text{ ksi}$
 3515.3 kg/cm^2

$F_u = 67.0 \text{ ksi}$
 4710.6 kg/cm^2

Ecuación dada por el AISC para los conectores de espiga lisa:

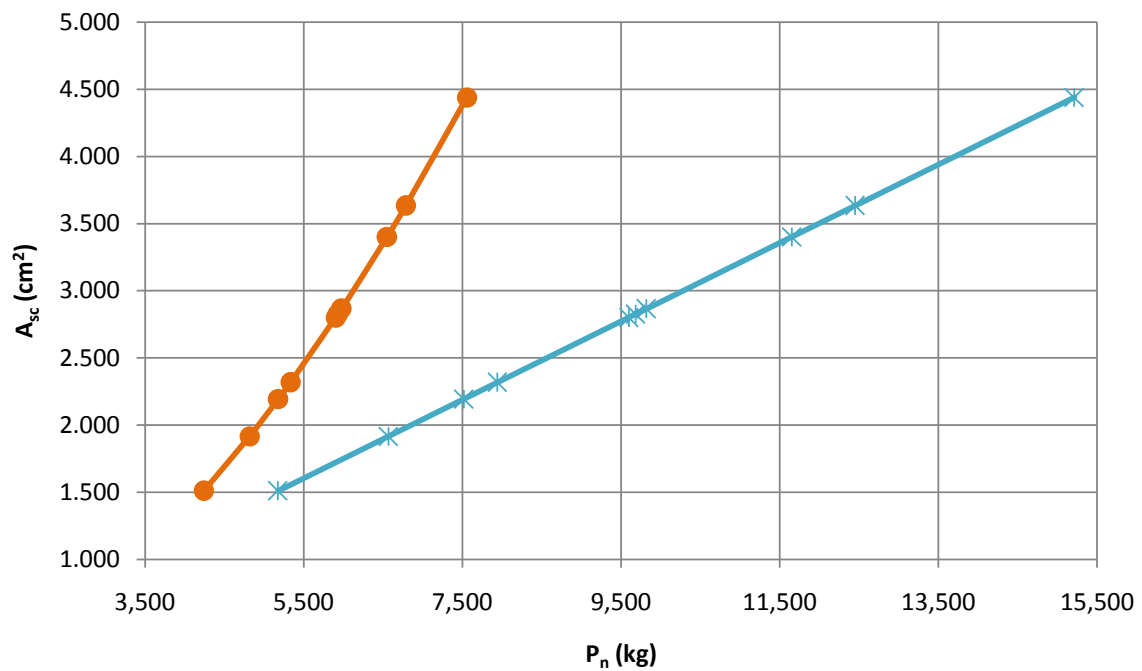
$$P_{n,HSS} = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq 1.0 * 0.75 (A_{sc} F_u)$$

Valores considerados:

$f'_c = 246.0 \text{ kg/cm}^2$

$F_u = 65.0 \text{ ksi}$
 4570.0 kg/cm^2

Comparación de las ecuaciones ajustadas



—●— Ecuación obtenida a partir del total de pruebas

—*— Ecuación del AISC para conectores tipo espiga

Segundo escenario: propiedades aproximadas a las teóricas

Ecuación obtenida de todos los datos:

$$P_n = 45.61 (A_{sc} F_y)^{0.534} \leq 36.53 (A_{sc} F_u)^{0.536}$$

Valores considerados:

$f'_c = 210.0 \text{ kg/cm}^2$

$F_y = 36.0 \text{ ksi}$
 2531.1 kg/cm^2

$F_u = 58.0 \text{ ksi}$
 4077.8 kg/cm^2

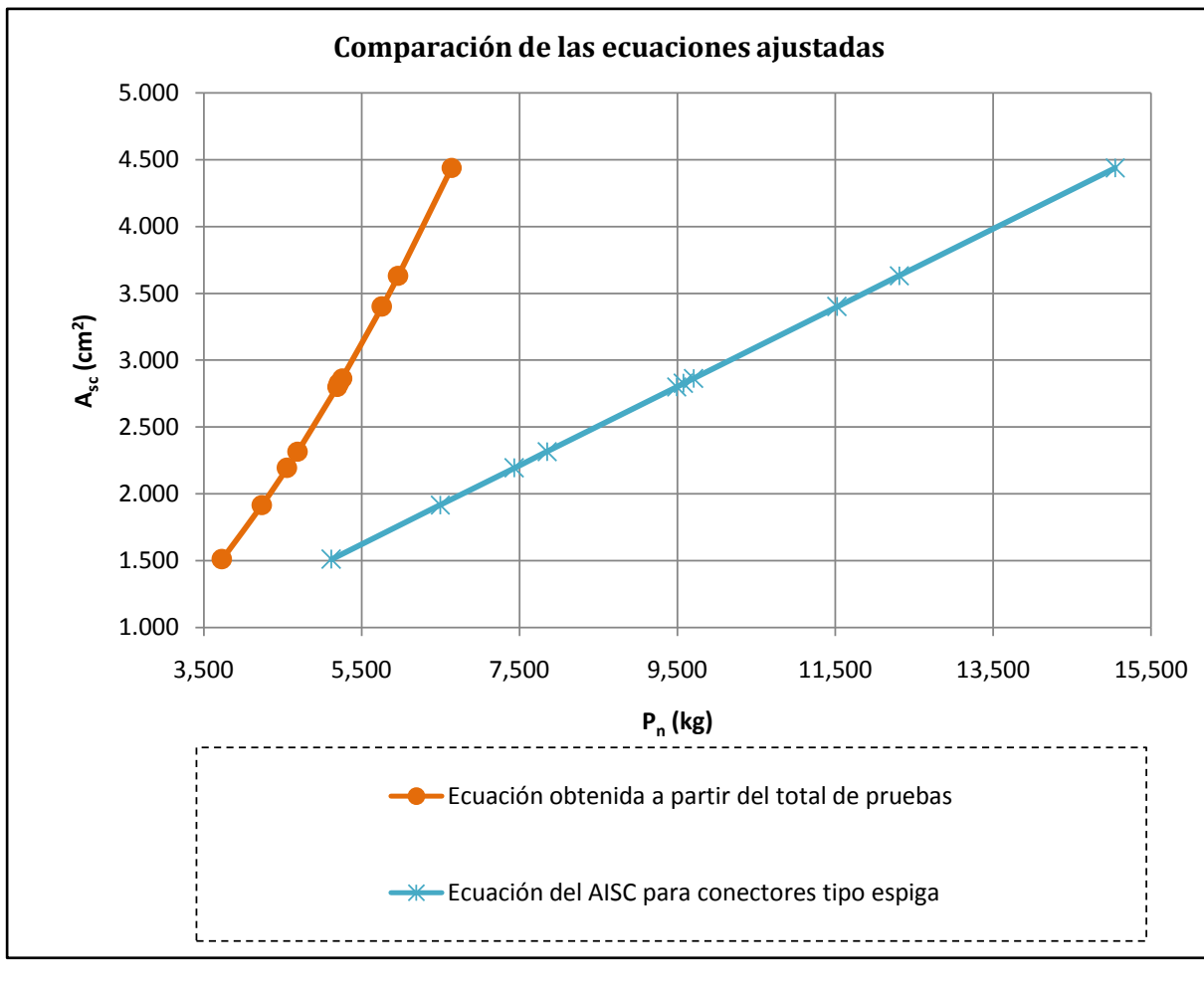
Ecuación dada por el AISC para los conectores de espiga lisa:

$$P_{n,HSS} = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq 1.0 * 0.75 (A_{sc} F_u)$$

Valores considerados:

$f'_c = 210.0 \text{ kg/cm}^2$

$F_u = 65.0 \text{ ksi}$
 4570.0 kg/cm^2



Área requerida en cm^2 para diferentes capacidades a cortante

1er escenario				2do escenario			
P_n (kg)	Asc req	Asc req	Δ	P_n (kg)	Asc req	Asc req	Δ
4,000	1.35	1.17	16%	4,000	1.72	1.18	46%
4,500	1.69	1.31	29%	4,500	2.14	1.33	61%
5,000	2.05	1.46	41%	5,000	2.61	1.48	77%
5,500	2.45	1.60	53%	5,500	3.12	1.62	92%
6,000	2.89	1.75	65%	6,000	3.67	1.77	107%
6,500	3.35	1.90	77%	6,500	4.27	1.92	123%
7,000	3.85	2.04	88%	7,000	4.90	2.07	137%
7,500	4.38	2.19	100%	7,500	5.58	2.21	152%
8,000	4.94	2.33	111%	8,000	6.30	2.36	167%