

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE UNA VIGA COMPUESTA DE CONCRETO ARMADO SOMETIDA A FLEXIÓN UTILIZANDO PERFILES DE ACERO ESTRUCTURAL EN SUSTITUCIÓN DE LAS BARRAS DE ACERO.

Presentado ante la Ilustre

Universidad Central de Venezuela

Por la Bachiller

Acosta. O, Maira. A

Para optar al Título de

Ingeniero Civil

Caracas, 2015

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE UNA VIGA COMPUESTA DE CONCRETO ARMADO SOMETIDA A FLEXIÓN UTILIZANDO PERFILES DE ACERO ESTRUCTURAL EN SUSTITUCIÓN DE LAS BARRAS DE ACERO.

TUTOR ACADÉMICO: Prof. María Eugenia Korody

Presentado ante la Ilustre

Universidad Central de Venezuela

Por la Bachiller

Acosta. O, Maira. A

Para optar al Título de

Ingeniero Civil

Caracas, 2015

ACTA

El día 03 de Noviembre de 2015 se reunió el jurado formado por los profesores:

Maria Eugenia Korody

Julio Vincenti

José Manuel Velásquez

Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado titulado: ***"Estudio del comportamiento de una viga compuesta de concreto armado sometida a flexión utilizando perfiles de acero estructural en sustitución de las barras de acero"***.

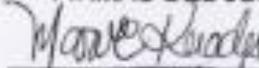
Presentado ante la Ilustre Universidad Central de Venezuela para optar al Título de **INGENIERO CIVIL**.

Una vez oída la defensa oral que el bachiller hizo de su Trabajo Especial de Grado, este jurado decidió las siguientes calificaciones:

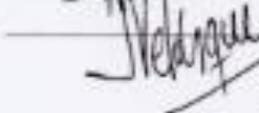
NOMBRE	CALIFICACIÓN	
	Números	Letras
Br. Acosta O. Maira A.	20	VEINTE

Recomendaciones:

FIRMAS DEL JURADO







Caracas, 03 de Noviembre de 2015

DEDICATORIA

A Dios, por ser mi guía y fortaleza en los buenos y malos momentos que he tenido que atravesar para este gran logro.

A mi madre, Carmen Ortega por ser mi pilar y mi motivación para seguir adelante cada día, sin ti no lo fuese logrado mama, gracias por darme la vida y por enseñarme que las cosas se ganan con esfuerzo y dedicación. Este triunfo es por ti y para ti. Lo logramos.

A mi padre, Luis Brito que aunque llegaste en el transcurso de mi vida eres testigo de mi lucha constante para llegar a la meta. Fuiste un gran apoyo durante este proceso y te doy las gracias por estar ahí cuando más lo necesite. Este logro también es tuyo.

A mi padre, Augusto Acosta por darme la vida y apoyarme en mis decisiones, sino fuese por ti no estuviera aquí luchando por mis sueños.

A mis hermanos, Alexander Acosta y Alejandro Acosta a quienes amo con todo mi corazón, son mi vida. Quiero ser su mejor ejemplo, ya que con esfuerzo, dedicación y ganas se logran todos los objetivos que nos propongamos en la vida.

A mi tío, Felipe Ortega por ayudarme en cada momento y tenderme su mano cuando más lo necesite. Eres más que un tío, un padre para mí.

A mi mejor amiga, Catherine Angulo, por tu apoyo y ayuda incondicional, más que una amiga eres la mejor hermana que dios y la vida pudo regalarme.

A todas las personas que de una u otra forma me vieron crecer durante este largo proceso de formación académica y nunca perdieron la fe en mí, gracias.

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por darme fortaleza, paciencia y dedicación para culminar con éxito mi carrera y darme las herramientas necesarias para cumplir mi sueño.

A mis padres y hermanos por su apoyo incondicional, por confiar en que iba a lograrlo y motivarme a luchar por mi sueño, que a su vez fue por ustedes.

A mis primos, Henry Armenta y Jean Carlos Armenta por darme su apoyo y mano amiga para continuar mis estudios.

A mis amigos, Airlin Contreras, Catherine Angulo, Anyela Salcedo, Mariana León, Abrahan Malavé, Daniel Zurita y Leonardo Rodríguez, por formar parte de mi vida y ser compañeros luchadores e incondicionales en este largo proceso de ser UCVistas.

A la familia Vincenzi, en especial a la Sra. Donatina Reino por darme su apoyo y regocijo en su hogar siendo definitivamente mi tercera abuelita, gracias por todo.

A la Profesora María Eugenia Korody, tutora académica, por su dedicación, orientación y apoyo en todo momento, por confiar en mí y sobre todo guiarme a culminar el trabajo especial de grado.

Al Profesor Julio Vincenti, por dedicar su tiempo, aportar sus valiosos conocimientos y sobre todo tener la paciencia necesaria para la culminación de este trabajo, sin usted no lo fuese logrado.

Acosta, O. Maira, A.

**ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE UNA VIGA
COMPUESTA DE CONCRETO ARMADO SOMETIDA A
FLEXIÓN UTILIZANDO PERFILES DE ACERO ESTRUCTURAL
EN SUSTITUCIÓN DE LAS BARRAS DE ACERO.**

Tutor Académico: Prof. María Eugenia Korody

Trabajo Especial de Grado. Caracas, U.C.V. Facultad de Ingeniería.

Escuela de Ingeniería Civil. 2015, nº pág. 191.

Palabras Clave: (Flexión, Acero, perfil estructural, viga compuesta)

RESUMEN

La investigación consistió en el estudio del comportamiento de una viga compuesta sometida a flexión utilizando como acero de refuerzo perfiles de acero estructural, como una alternativa, debido a que la producción de barras en el país ha venido decayendo durante los últimos 20 años. Además, actualmente las cabillas están siendo destinadas en su mayoría al proyecto gubernamental Gran Misión Vivienda Venezuela y resulta difícil para la construcción privada la adquisición del material.

El dimensionamiento de la viga simple y su diseño por teoría de rotura permitió determinar la cantidad de acero en barras requerido por la sección para así realizar el diseño de la viga compuesta. La cantidad de acero en barras se transformó a perfiles de acero estructural y bajo las mismas condiciones para las cuales se realizó el diseño de la viga simple en cuanto a dimensiones y cargas de servicio, se obtuvo la viga compuesta. De esta manera se realizó la comparación entre ambas secciones en cuanto al

esfuerzo cedente del acero y a los tipos, dimensiones y cantidad de perfiles utilizados.

En cuanto al uso de perfiles como acero de refuerzo para vigas, se realizó una tabla fundamentada en las combinaciones de cabillas del flujograma para el cálculo de concreto armado Osers (1988). Utilizando estas combinaciones de barras transformadas a perfiles de acero estructural, se calculó la anchura mínima donde caben dichos perfiles. Además de ello, se comprobó que partiendo de las condiciones de diseño de una viga simple se puede obtener una viga compuesta con un comportamiento similar en cuanto a la resistencia y ductilidad de la sección.

ÍNDICE GENERAL

INTRODUCCIÓN.....	1
CAPITULO I	3
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	3
1.1 El Problema de la Investigación.....	3
1.2. Objetivos	6
1.2.1. Objetivo General	6
1.2.2. Objetivos Específicos	6
1.3. Justificación y Aportes.....	7
CAPITULO II	8
MARCO TEORICO	8
2.1. Antecedentes	8
2.1.1. Edificio tronco-piramidal invertido.....	9
2.2. Diseño de elementos estructurales.....	12
2.3. Construcción mixta.....	13
2.3.1. Tipos de vigas mixtas.....	14
2.3.2. Ventajas de las vigas mixtas	15
2.3.3. Construcción apuntalada o no apuntalada.....	15
2.3.4. Resistencia a flexión de las vigas mixtas.....	16
2.4. Estructuras de concreto reforzado.....	29
2.4.1. Solicitaciones.....	29
2.4.2. Análisis de estructuras de concreto reforzado	30
2.4.3. Dimensionamiento de elementos de concreto reforzado	31
2.5. Flexión Simple	31
2.5.1 Elementos sometidos a flexión simple	31
2.5.2. Comportamiento y modos de falla de elementos sujetos a flexión simple	32
2.5.3. Teoría de rotura de secciones rectangulares.....	34
2.6. Dimensionamiento de vigas	36
2.6.1. Dimensionamiento de secciones sometidas a flexión	37

2.7. El acero como material estructural	37
2.7.1. Ventajas del acero como material estructural	38
2.7.2 Desventaja del acero como material estructural.....	40
2.8 Elaboración de Perfiles de acero estructural.....	41
2.8.1. Tipos de perfiles estructurales	41
2.9. Deflexión	44
2.10. Deformación máxima y ductilidad de miembros sometidos a flexión.....	44
2.10.1 Relaciones Momento – Curvatura	45
2.11. Programa SAP 2000.....	46
CAPITULO III	47
MARCO METODOLOGICO	47
3.1. Nivel de la investigación	47
3.2. Diseño de la investigación	47
Fase 1: Revisión bibliográfica	47
Fase 2: Propuesta del modelo a diseñar.....	48
Fase 3: Factibilidad del uso de perfiles como refuerzo de la viga en cuanto al comportamiento estructural.....	49
3.3. Búsqueda y recopilación de información	49
3.4. Propuesta del modelo	50
3.4.1. Diseño de la viga simple	50
3.4.2. Análisis de cargas	53
3.4.3. Cálculo de momento	56
3.5. Cálculo del acero de refuerzo.....	56
3.6. Transformación de acero para barras desde 1" hasta barras de 5/8" y sus distintas combinaciones	59
3.7. Tipos de perfiles	60
3.8. Anchura de la sección.....	63
3.9. Separación entre los perfiles para la sección transversal	64
3.10. Recubrimiento de cálculo.....	65
3.11. Ancho mínimo para cada combinación de perfiles.....	67
3.12. Diagrama Momento - Curvatura	67

3.14. Adherencia entre el concreto y el perfil	69
3.15. Cálculo de carga última	69
3.16. Cálculo de deflexiones.....	72
CAPITULO IV.....	75
ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	75
4.1. Diseño de la viga simple	75
4.2. Análisis de cargas	75
4.3. Resultados obtenidos utilizando el programa de cálculo.	77
4.4. Cálculo del acero de refuerzo.....	78
4.5. Transformación del acero en barras a perfiles de acero estructural.	79
4.6. Perfiles de acero estructural	80
4.7. Diagrama momento – curvatura	82
4.8. Deflexión de la viga simple y la viga compuesta.....	87
4.9. Tablas de dimensiones mínimas de secciones con perfiles	89
4.10. Momento Último y Ductilidad de secciones.....	155
4.11.-Deflexion de secciones.....	162
4.12.- Incremento de las secciones de concreto	167
4.13. Factibilidad del uso de perfiles en elementos sometidos a flexión	175
CAPITULO V.....	180
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	180
5.1.- Conclusiones	180
5.2.- Recomendaciones	182
BIBLIOGRAFÍA.....	183
ANEXOS.....	186

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3. 1 Espesores mínimos de losas y vigas. (Tomada de la Fondonorma 1753-2006).....	54
Tabla 3. 2 Propiedades de las cabillas y sus combinaciones. (Tomada del Flujograma para el cálculo de concreto armado).	61
Tabla 4. 1 Cargas permanentes y variables provenientes de la losa	76
Tabla 4. 2 Carga total mayorada	77
Tabla 4.3 Valores de momentos de viga articulada y viga empotrada.	78
Tabla 4. 4 Coeficientes para teoría de rotura	78
Tabla 4. 5 Predimensionamiento de la viga simple	79
Tabla 4. 6 Combinaciones de perfiles de acero	81
Tabla 4. 7 Ancho mínimo para cada combinación de perfiles	82
Tabla 4. 8 Modo de falla de la viga simple y la viga compuesta.	83
Tabla 4. 9 Momento de agrietamiento y curvatura	83
Tabla 4. 10 Comportamiento de la sección	84
Tabla 4. 11 Momento cedente y Momento último.	84
Tabla 4. 12 Ductilidad de la sección.	85
Tabla 4. 13 Características de la sección	87
Tabla 4. 14 Valores de esfuerzo cedente, área de acero, recubrimiento y altura útil	87
Tabla 4. 15 Momentos de inercia efectivos	88
Tabla 4. 16 Valores máximos de deflexión para cada sección.	88
Tabla 4. 17 Ancho mínimo de perfiles IPN con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$ para combinaciones de barras de un mismo diámetro.	91
Tabla 4. 18 Ancho mínimo de perfiles IPN con $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$ para combinaciones de barras de un mismo diámetro.	93
Tabla 4. 19 Ancho mínimo de perfiles UPL con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$ para combinaciones de barras de un mismo diámetro.	95
Tabla 4. 20 Ancho mínimo de perfiles UPL con $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$ para combinaciones de barras de un mismo diámetro.	97
Tabla 4. 21 Ancho mínimo de perfiles UPN con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$ para combinaciones de barras de un mismo diámetro.	99
Tabla 4. 22 Ancho mínimo de perfiles IPE con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$ para combinaciones de barras de un mismo diámetro.	101
Tabla 4. 23 Ancho mínimo de perfiles ANGULOS con $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$ para combinaciones de barras de un mismo diámetro.	103
Tabla 4. 24 Ancho mínimo de perfiles IPN con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$ para las distintas combinaciones de barras	105
Tabla 4. 25 Ancho mínimo de perfiles IPN con $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$ para las distintas combinaciones de barras	112

Tabla 4. 26 Ancho mínimo de perfiles UPL con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$ para las distintas combinaciones de barras	119
Tabla 4. 27 Ancho mínimo de perfiles UPL con $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$ para las distintas combinaciones de barras	126
Tabla 4. 28 Ancho mínimo de perfiles UPN con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$ para las distintas combinaciones de barras	133
Tabla 4. 29 Ancho mínimo de perfiles IPE con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$ para las distintas combinaciones de barras.	140
Tabla 4. 30 Ancho mínimo de perfiles ANGULO con $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$ para las distintas combinaciones de barras.	147
Tabla 4.31 Momento último y ductilidad de sección para viga simple y viga compuesta con perfiles IPN con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$	155
Tabla 4.32 Momento último y ductilidad de sección para viga simple y viga compuesta con perfiles IPN con $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$	156
Tabla 4.33 Momento último y ductilidad de sección para viga simple y viga compuesta con perfiles UPL con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$	157
Tabla 4.34 Momento último y ductilidad de sección para viga simple y viga compuesta con perfiles UPL con $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$	158
Tabla 4.35 Momento último y ductilidad de sección para viga simple y viga compuesta con perfiles UPN con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$	159
Tabla 4.36 Momento último y ductilidad de sección para viga simple y viga compuesta con perfiles IPE con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$	160
Tabla 4.37 Momento último y ductilidad de sección para viga simple y viga compuesta con perfiles ANGULOS con $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$	161
Tabla 4. 38 Deflexiones máximas permisibles	162
Tabla 4.39 Deflexiones de viga simple y viga compuesta por perfiles IPN con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$	163
Tabla 4.40 Deflexiones de viga simple y viga compuesta por perfiles IPN con $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$	163
Tabla 4.41 Deflexiones de viga simple y viga compuesta por perfiles UPL con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$	164
Tabla 4.42 Deflexiones de viga simple y viga compuesta por perfiles UPL con $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$	164
Tabla 4.43 Deflexiones de viga simple y viga compuesta por perfiles UPN con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$	165
Tabla 4.44 Deflexiones de viga simple y viga compuesta por perfiles IPE con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$	165
Tabla 4.45 Deflexiones de viga simple y viga compuesta por perfiles ANGULOS con $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$	166
Tabla 4.46 Incremento de la sección de concreto para perfiles IPN con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$	168

Tabla 4.47 Incremento de la sección de concreto para perfiles IPN con $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$.	169
Tabla 4.48 Incremento de la sección de concreto para perfiles UPL con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$	170
Tabla 4.49. Incremento de la sección de concreto para perfiles UPL con $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$	171
Tabla 4.50 Incremento de la sección de concreto para perfiles UPN con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$	172
Tabla 4.51 Incremento de la sección de concreto para perfiles IPE con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$.	173
Tabla 4.52 Incremento de la sección de concreto para perfiles ANGULOS con $F_y = 3500$ kg/cm^2	174
Tabla 4. 53 Costo de perfiles de viga compuesta	176
Tabla 4. 54 Costo de construcción de vigas.....	176
Tabla 4. 55 Costo de construcción de la viga simple para las combinaciones con mayor y menor cantidad de acero	177
Tabla 4. 56 Costo del concreto de las vigas compuestas para las combinaciones con mayor y menor cantidad de acero	177
Tabla 4. 57 Costo del acero de las vigas compuestas para las combinaciones con mayor y menor cantidad de acero	178
Tabla 4. 58 Costo de las vigas compuestas para las combinaciones con mayor y menor cantidad de acero	178
Tabla 4. 59 Porcentaje de aumento en costos de la viga compuesta.....	179

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2. 1 Edificio tronco-piramidal invertido.....	9
Figura 2. 2 Detalle constructivo. Edificio tronco-piramidal invertido.....	12
Figura 2. 3 Ejemplos de vigas mixtas.....	14
Figura 2.4 Distribución elástica de las deformaciones y esfuerzos en vigas mixtas.	19
Figura 2. 5 Capacidad plástica de una sección mixta.....	24
Figura 2. 6 Grafica carga- deflexión de un elemento, con porcentaje usual de acero de tensión.. ..	32
Figura 2. 7 Agrietamiento en la falla de vigas sujetas a flexión	34
Figura 2. 8 Diagrama de teoría de rotura de secciones simplemente armadas.....	35
Figura 2. 9 Tipos de perfiles estructurales.....	43
Figura 3. 1 Estructura Aporticada.....	51
Figura 3. 2 Losa Nervada.	52
Figura 3. 3 Sección transversal de viga.....	53
Figura 3. 4 Viga articulada.....	55
Figura 3. 5 Perfil IPN de alas inclinadas de acero laminado en caliente	61
Figura 3. 6 Perfil de canal ligero UPL de acero laminado en caliente	61
Figura 3. 7 Perfil UPN	62
Figura 3. 8 Perfil IPE de alas paralelas	62
Figura 3. 9 Perfil Angulo	63
Figura 3. 10 Separación entre perfiles.....	64
Figura 3. 11 Recubrimiento de cálculo a partir del centro de gravedad del perfil de acero estructural.....	66
Figura 3. 12 Recubrimiento de cálculo a partir del centro de gravedad (CG) del perfil considerando el recubrimiento de obra (ro).	67
Figura 3. 13 Análisis de una sección de concreto armado sometida a flexión pura	70
Figura 4. 1 Sección transversal de viga.....	75
Figura 4. 2 Losa nervada armada en una dirección	76
Figura 4. 3 Viga articulada	78

INTRODUCCIÓN

En Venezuela la producción de acero ha ido decayendo en los últimos 20 años y a su vez cada uno de los derivados del material han ido desapareciendo del mercado. En el caso de las barras de acero, están son destinadas mayormente a las obras ejecutadas por el estado de la Gran Misión Vivienda Venezuela, lo cual hace aún más difícil la adquisición del material para la construcción.

Debido al déficit en la producción y adquisición de las barras de acero en el país, se tomó en cuenta el uso de estructuras mixtas, la cual posee ventajas desde el punto de vista estructural y constructivo. Este tipo de estructuras consisten en embutir perfiles de acero estructural en concreto con la finalidad de que ambos materiales trabajen como uno solo.

Esta investigación consiste en realizar el diseño de una viga compuesta sometida a flexión donde se sustituyan las barras de acero de refuerzo por perfiles de acero estructural. Como se trata de una viga compuesta o mixta, se inició con el diseño de una viga simple sometida a cargas de servicio donde se determinó la cantidad de acero que requiere en barras. Como la viga mixta tiene las mismas dimensiones de la viga simple, se igualaron ambas fuerzas de tracción para mantener el equilibrio entre ellas y se despejó el área de acero requerida en perfiles en función del área de acero en barras y sus respectivos valores de esfuerzo cedente del acero (f_y).

Por medio de un programa de cálculo se verifican los valores de momento para cada una de las secciones, además de obtener valores de fuerza cortante, tensión y deformación. A partir de estos valores se realiza la comparación entre ambas secciones en cuanto al tipo de perfil, cantidad y dimensiones de perfiles utilizados y en función del esfuerzo cedente del acero (f_y).

Luego utilizando la tabla con las distintas combinaciones de barras del *“Flujograma para el cálculo de concreto armado”* Osers (1988), se realiza el mismo proceso de transformación de cada combinación en barras a perfiles de acero estructural, creando una nueva tabla de combinaciones pero con perfiles de acero. Se calcula la separación, recubrimiento de cálculo y ancho mínimo donde pueden colocarse cada combinación de perfiles al igual que se hace en la tabla de combinaciones de barras de acero.

Todas estas combinaciones se modelan en el programa y se verifica si las combinaciones tienen un comportamiento estructural adecuado en cuanto a valores de tensión y deformación, de manera que se puedan dar conclusiones y recomendaciones en cuanto a la factibilidad estructural con el uso de perfiles de acero en elementos estructurales sometidos a flexión.

CAPITULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 El Problema de la Investigación.

Actualmente en Venezuela la industria de la construcción ha tenido un impacto significativo para el desarrollo social y económico del país, creándose proyectos y a su vez empleos que permiten mejorar las condiciones de vida de la población. Además de ello, el crecimiento acelerado de la construcción ha generado la demanda de muchos materiales, tales como el cemento, bloques de arcilla, piedra picada, barras de acero, entre otros, los cuales juegan un papel fundamental para la realización de proyectos estructurales de gran envergadura; no obstante, en los últimos años para muchos de estos insumos se han observado fallas en su distribución a nivel nacional, como por ejemplo las barras de acero, lo cual convierte a Venezuela en un país importador de productos manufacturados en hierro y acero debido a la incapacidad de las siderúrgicas de satisfacer la demanda nacional (Correo del Caroní, miércoles 09/01/2013).

Un caso de interés es el que ocurre con la producción de barras de acero en la Siderúrgica del Orinoco “Alfredo Maneiro” (SIDOR), principal industria de acero en el país, la cual ha disminuido su producción debido a una serie de factores que van desde aspectos administrativos y contractuales, hasta el déficit de repuestos e insumos a partir de la re-estatización de la industria en el año 2008 (Correo del Caroní, miércoles 09/01/2013). Además de ello, debido al ahorro energético en el año 2010, se paralizaron varios hornos para la producción de los rubros más emblemáticos como barras de acero y alambón. Cabe destacar que actualmente la producción sigue decayendo y la prioridad de la empresa es destinar las

barras de acero principalmente a la Gran Misión Vivienda Venezuela y demás obras estratégicas del gobierno nacional.

Las barras de acero tienen suma importancia en la construcción, ya que éstas son el refuerzo del concreto en todo elemento estructural y se caracterizan por el límite o esfuerzo de cedencia. Una estructura puede concebirse como un sistema, es decir, como un conjunto de partes o componentes que se combinan en forma ordenada para cumplir una función dada (González y Robles, 2011), siendo las estructuras de concreto reforzado (concreto y barras de acero) las más utilizadas por su moldeabilidad y durabilidad.

Por otra parte las estructuras de acero también son utilizadas en la construcción de grandes obras, debido a que estas tienen alta resistencia mecánica, peso propio reducido, los elementos estructurales que la conforman son ligeros, facilidad de transporte y montaje, rapidez de ejecución y ocupan menos espacio en planta; estructuralmente, estas pueden estar conformadas por secciones tubulares o perfiles de acero.

Uno de los sistemas que ha tomado importancia en la construcción son las estructuras mixtas, ya que presenta muchas ventajas desde el punto de vista constructivo y estructural. Este tipo de estructuras están constituidas por concreto y acero, siendo posible embutir completamente en concreto las vigas de acero. Estos materiales pueden trabajar eficientemente en conjunto formando una sección única, o denominada sección compuesta, donde el concreto resiste la compresión y limita el pandeo de la sección metálica y al mismo tiempo el acero resiste la tracción (Pose y Darin, S.F).

La resistencia del concreto y el esfuerzo de cedencia del acero permiten que los elementos estructurales sean capaces de resistir grandes esfuerzos. Frecuentemente algunos de estos son sometidos a flexión, tal es el caso de las vigas sometidas a solicitaciones concentradas y simétricas,

donde dependiendo de la magnitud de dichas cargas el elemento tendrá un comportamiento y modo de falla distinto. Sin embargo, la literatura sobre el tema no refiere que en el país se hayan realizado estudios que permitan establecer cuál es el comportamiento de una viga compuesta de concreto armado cuando es sometida a flexión utilizando perfiles de acero estructural en sustitución de las barras de acero.

En este proyecto de trabajo especial de grado se tiene el propósito de diseñar elementos estructurales sometidos a flexión, donde se haga una sustitución de las barras por perfiles de acero, utilizando el sistema de estructuras mixtas para así realizar el análisis en cuanto a su comportamiento y modo de falla, de tal manera que se puedan determinar las deformaciones originadas debido a las solicitaciones aplicadas al elemento en cuestión.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Evaluar el comportamiento de una viga compuesta de concreto armado sometida a flexión utilizando perfiles de acero estructural en sustitución de las barras de acero.

1.2.2. Objetivos Específicos

- ❖ Diseñar una viga de concreto armado en sección compuesta sometida a flexión, donde se sustituyan las barras de acero por perfiles de acero estructural.
- ❖ Determinar el comportamiento de una viga compuesta.
- ❖ Determinar el modo de falla de una viga compuesta.
- ❖ Comparar el modo de falla y comportamiento de una viga simple y la viga compuesta.
- ❖ Establecer la factibilidad en el uso de perfiles de acero estructural para el diseño de elementos sometidos a flexión.

1.3. Justificación y Aportes

La investigación a realizar resulta de fundamental importancia en el campo de la construcción, porque implicará un aporte técnico en el tema de construcciones mixtas, ya que no se ha determinado un comportamiento de las vigas compuestas, donde se sustituyan las barras de acero por un perfil de acero estructural

Asimismo, el proyecto a realizar puede representar un aporte importante para el área de la construcción, ya que permitirá un mayor rendimiento del sistema de construcción mixta, debido a que se estima que el montaje de la estructura sería en menor tiempo.

El proyecto que se propone también permitirá obtener información valiosa para los planes de ejecución de obras, así como para la formulación de nuevos proyectos de investigación que atiendan a las necesidades de materiales de construcción. Adicionalmente aportara información importante en cuanto al comportamiento y modos de falla de estos elementos en el sistema constructivo.

CAPITULO II

MARCO TEORICO

2.1. Antecedentes

Existen diversos estudios sobre estructuras mixtas de acero y concreto, algunos de los elementos estructurales que han sido diseñados como mixtos son las vigas y las losas. Las vigas mixtas están conformadas por perfiles de acero estructural y se cubren con concreto para protegerlas en casos de incendios, de esta manera el acero no se encuentra expuesto a ningún daño que pueda provocar su colapso.

En cuanto al diseño de losas mixtas podemos mencionar la investigación de Bilbao, E, 2004, en la que se estudió las losas mixtas de acero y concreto en sus condiciones de servicio y estados límites de resistencia. El desarrollo de esta investigación se fundamentó en el diseño de sistemas de piso, donde las láminas de acero sirven como encofrado del concreto fresco, tienen facilidad de instalación y colocación ya que son livianas y reduce el tiempo de instalación.

Para realizar el diseño de estas losas se debe garantizar el buen funcionamiento durante la etapa constructiva, de servicio y del estado límite de resistencia. La etapa constructiva es la que más incertidumbre genera, ya que la lámina por sí sola debe resistir las cargas de uso y de peso propio, sin exceder los límites de flecha y de tensión.

Las losas mixtas de acero y concreto representan una gran economía y facilidad de montaje, pero es importante considerar en el diseño la etapa constructiva tanto para las láminas como para las correas, ya que estas etapas son fundamentales y pudiera ser su limitante principal.

Existen algunas estructuras mixtas realizadas a nivel mundial, las cuales son emblemáticas por su diseño y aspecto arquitectónico, a continuación mencionaremos dos de ellas:

2.1.1. Edificio tronco-piramidal invertido

Según el artículo *Interesante Utilización de construcción mixta* (s.f), en cuanto a estructuras mixtas realizadas en el mundo podemos mencionar al edificio tronco-piramidal invertido tal como muestra la figura 2.1. En este edificio se observa como el área se van incrementando con la altura. Está ubicado en una zona denominada escuela militar, en el sector oriente de Santiago de Chile.



Figura 2. 1 Edificio tronco-piramidal invertido. Santiago de Chile. (Tomado del artículo de *Interesante utilización de construcción mixta*, s.f)

a) Características generales del edificio

Es un edificio de oficinas de aproximadamente 46.000 m² y locales comerciales a nivel de calle. Su diseño contempla 6 subterráneos y 21 pisos.

b) Materiales utilizados

Los materiales utilizados en este edificio son principalmente concreto armado en la estructura, vidrio en los cerramientos y granito en los pavimentos de áreas de uso público.

El concreto armado es usado aquí como material de obra gruesa y a la vez como material de terminación, al quedar expuesto y no revestido. Los vidrios se especificaron de acuerdo a los requerimientos de seguridad y de rendimiento térmico-lumínico, ocupándose termo paneles serigrafiados, vidrios laminados y vidrios templados, todos seleccionados entre los mejores disponibles en el mercado mundial.

El granito especificado es en planchas rectificadas, pulidas o rugosas, de 3 centímetros de espesor, color gris, de proveniencia China.

c) Desafíos de la Obra

Para la construcción, obligó a desarrollar soluciones de construcción para la obra gruesa, de manera a asegurar los estándares de calidad solicitados y la seguridad de nuestros trabajadores.

Otro desafío importante fue mantener las tolerancias de construcción especificadas, pues al ser un edificio de concreto arquitectónico, estas son más exigentes que lo normal, lo que implicó generar controles de calidad más estrictos.

d) Sistema estructural

Desde el punto de vista estructural, todas las fuerzas laterales son resistidas por los muros del núcleo y las columnas perimetrales sólo toman cargas estáticas.

La ventaja estructural del racimo de columnas utilizado es que permite concentrar las transferencias de cargas en lugares bien definidos.

Las primeras alternativas propuestas por arquitectura consideraban planos inclinados. Se eligió los racimos de columnas por ser una estructura más fácil de analizar y detallar.

Todas las columnas perimetrales incluyendo las inclinadas son estáticas y no hay puntos de plastificación. Las vigas de concreto del núcleo fueron diseñadas por capacidad según el capítulo 21 de la norma ACI-318.

e) Detalle constructivo (Construcción mixta)

El principal motivo para usar columnas compuestas en el quiebre fue poder generar un buen punto de anclaje en el nudo para el postensado, tal como muestra la figura 2.2. En relación a las "Orejas" en los quiebres de las columnas se esconden los cabezales del postensado que se usó para eliminar las tracciones en el concreto de la losa. Las fuerzas sísmicas en las columnas perimetrales son despreciables y su diseño está controlado por las cargas estáticas.



*Figura 2. 2 Detalle constructivo. Edificio tronco-piramidal invertido. (Tomado de
Interesante utilización de construcción mixta, s.f)*

2.2. Diseño de elementos estructurales.

El diseño de elementos estructurales consiste en determinar las dimensiones y la cantidad de acero de refuerzo, de manera que cumplan con su función comportándose satisfactoriamente bajo las condiciones de servicio. Debido a esto, es preciso conocer las relaciones que existen entre las características de los elementos en cuanto a dimensiones, refuerzos, las solicitaciones que deben soportar y los efectos que dichas solicitaciones producen.

La primera condición que debe satisfacer un diseño es que el elemento sea lo suficientemente resistente. Para ello se debe tomar en cuenta un factor de seguridad, el cual se define como el cociente entre la resistencia y el valor estimado de la acción correspondiente en condiciones de servicio (González y Robles, 2011). El diseño debe garantizar que el elemento tenga un factor de seguridad razonable, ya que mediante ese factor se trata de tomar en cuenta la incertidumbre existente debido a los efectos de ciertas solicitaciones, las cuales no se conocen en valores reales ni como

se distribuyen a lo largo de los elementos. Esto conduce a una diferencia entre el comportamiento real y el supuesto en el diseño.

Cuando se va a realizar el diseño de los elementos estructurales se debe llevar a cabo un dimensionamiento, el cual consiste en determinar las propiedades geométricas de los elementos estructurales y la cantidad y posición del acero de refuerzo (González y Robles, 2011). Para ello se deben conocer los esfuerzos correspondientes a solicitaciones obtenidas de un análisis estructural, bajo supuestas cargas de servicio. Estos esfuerzos se comparan con esfuerzos admisibles del concreto y el acero, para así lograr un comportamiento satisfactorio.

En este caso de estudio se realizará el diseño de una viga de concreto compuesta sometida a flexión sustituyendo las barras de acero por un perfil de acero estructural, por lo cual es indispensable conocer sobre la construcción mixta, perfiles y estructuras de acero, flexión simple y dimensionamiento de vigas. Cada uno de estos temas permitirá el desarrollo y comprensión del trabajo realizado.

2.3. Construcción mixta

Siguiendo a Fratelli (1991), las construcciones mixtas o compuestas son las que combinan en sus elementos dos o más materiales interconectados entre sí, aprovechando las características resistentes de cada uno para lograr un mejor comportamiento en conjunto. Este tipo de construcción permite aliviar el peso y reducir el costo de las estructuras.

Diferentes materiales pueden ser empleados en la construcción mixta, tales como acero y concreto, madera y concreto, acero y madera o plásticos reforzados con fibras. Los elementos también pueden estar constituidos por perfiles de acero formando secciones compuestas. Para el caso de estudio se utilizará la construcción mixta de acero y concreto para el diseño de la viga compuesta.

2.3.1. Tipos de vigas mixtas

Existen diferentes tipos de vigas compuestas, tal como se muestra en la figura 2.3:

- * Vigas embutidas totalmente en el concreto
- * Vigas parcialmente embutidas en el concreto
- * Vigas con losa apoyada sobre su ala superior y conectores mecánicos

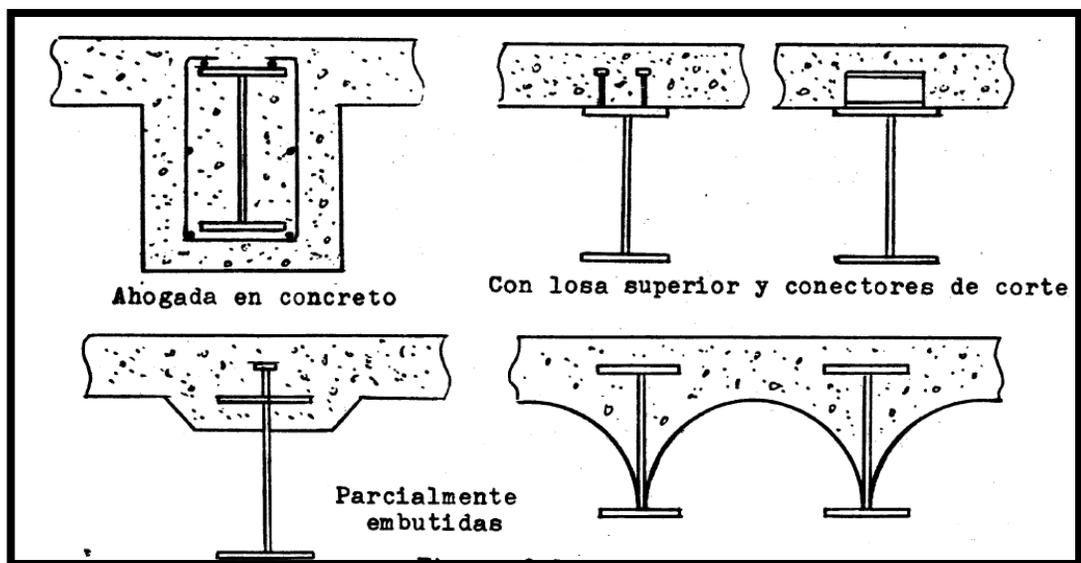


Figura 2. 3 Ejemplos de vigas mixtas. (Tomada de Fratelli, 1991)

Las vigas de acero totalmente embutidas en el concreto logran el comportamiento de las vigas mixtas, debido a la adherencia y fricción natural entre ambos materiales sin utilizar conectores de corte. El uso inicialmente de este tipo de vigas respondía a la necesidad de proteger la viga de acero del fuego.

Cuando la losa de concreto se apoya sobre el perfil, la acción conjunta de ambos elementos se logra a través de conectores mecánicos soldados, los cuales impiden el desplazamiento de ambos materiales.

En las vigas parcialmente embutidas, la acción conjunta se logra en parte por la adherencia y fricción de ambos materiales y en parte por los conectores mecánicos soldados.

2.3.2. Ventajas de las vigas mixtas

Siguiendo a Fratelli (1991), algunas ventajas de las vigas compuestas, en relación a las vigas convencionales son las siguientes:

- * Economía del acero al resultar secciones más pequeña
- * Aumento de la rigidez por la combinación de ambos materiales
- * Disminución de las deflexiones
- * Incremento de la capacidad resistente de los sistemas de piso

El ahorro en peso de acero de las vigas compuestas, en comparación con las convencionales, es aproximadamente del 25% al 30% y las deflexiones disminuyen hasta un 40% para un mismo tipo de sección.

Al utilizar la menor altura de los perfiles de acero, trae como consecuencia una disminución en el peso y altura total de la estructura.

2.3.3. Construcción apuntalada o no apuntalada

Siguiendo a Fratelli (2005), a diferencia de otros tipos de estructuras, el procedimiento constructivo de las vigas mixtas es importante cuando se diseñan en régimen elástico, bajo cargas de servicio. Sin embargo, aun cuando se apliquen los criterios de los estados límites de resistencia con cargas factorizadas, en algunos casos es necesario usar cargas de servicio, por ejemplo para determinar la magnitud de las deflexiones o la fisuración de

las losas en zonas de momentos negativos o en el área traccionada bajo el eje neutro en zonas de momentos positivos.

A corto y mediano plazo, la distribución de los esfuerzos debidos a las cargas de servicio difieren dependiendo si las vigas son o no apuntaladas, pero a largo plazo, el flujo plástico del concreto tiende a variar la configuración inicial del estado tensional, traspasando esfuerzos de la losa hacia la viga, independientemente del método constructivo e igualando finalmente la magnitud de los esfuerzos en ambos casos. Además, la resistencia de agotamiento en el estado límite es la misma para las vigas mixtas con o sin apuntalamiento durante su construcción.

En el caso de las vigas apuntaladas, la presencia de los puntales impide que la viga de acero por si sola deba resistir el peso muerto del encofrado y el concreto fresco de la losa. Luego que el concreto ha alcanzado el 75% de su resistencia final y se retiran los puntales, la sección mixta soportará la totalidad de las cargas permanentes y variables.

Por ello, la construcción apuntalada es más eficiente que la no apuntalada, ya que en la primera etapa del proceso, la viga solo debe resistir su peso propio, lo cual permite disminuir la sección de acero en relación a la de las vigas no apuntaladas. Pero los costos de apuntalamiento y de mano de obra son a menudo elevados, y no compensan el ahorro de precio de las secciones de acero que resultan de la construcción apuntalada. Además, se debe ser muy cuidadoso al colocar los puntales, de modo que la viga quede horizontal en el momento de vaciar el concreto de la losa.

2.3.4. Resistencia a flexión de las vigas mixtas

Según la Norma Covenin 1618-1998 A *Estructuras de acero para edificaciones. Método de los estados límites*, las vigas mixtas se clasifican en dos tipos:

- **Vigas mixtas de perfiles no compactos:** Las secciones en las que sus elementos comprimidos desarrollan el momento correspondiente a la iniciación de la tensión cedente antes de que ocurra el pandeo local se denominarán secciones no compactas.
- **Vigas mixtas de perfiles compactos:** Las secciones que alcanzan el momento plástico pero sin la capacidad de rotación bajo la magnitud constante del momento plástico se clasifican como secciones compactas.

Siguiendo a Fratelli (2005), establece que las vigas mixtas no compactas se diseñan mediante la teoría elástica, con cargas y momentos factorizados. Las vigas mixtas compactas se diseñan con la teoría plástica, ya que si se aplica en este caso la teoría elástica los resultados son muy conservadores.

➤ Teoría elástica

En el análisis elástico, los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones y el límite de resistencia en flexión se alcanza para un esfuerzo de $\Phi F_y = 0,9 F_y$ en el borde inferior traccionado de la viga de acero o para un esfuerzo de $\Phi_c 0,85 f'_c = 0,8 \times 0,85 f'_c$ en el extremo superior comprimido de la losa de concreto.

Para analizar la viga según la teoría elástica, se debe reducir el ancho efectivo de la placa a un ancho equivalente b^* , el cual se obtiene:

$$b^* = \frac{b_e}{n} \qquad \text{Ecuación (2.1)}$$

Donde n se designa por relación modular y resulta el cociente entre el módulo de elasticidad longitudinal (o módulo de Young) E_s del acero y el del concreto E_c .

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad \text{Ecuación (2.2)}$$

Para cualquier calidad de acero: $E_s = 2,1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$

Para los concretos de peso normal: $E_c = 15100 \times \sqrt{f'_c} \text{ kgf/cm}^2$ Ecuación (2.3)

Donde: f'_c es el esfuerzo máximo a la compresión del concreto a los 28 días, y w el peso específico.

La relación modular n se toma como el número entero más próximo al valor obtenido y varía usualmente entre 8 y 10. De esta manera aplicando la ecuación 2.1, se obtiene una sección de acero ficticio igual a: $t * b_e/n$ que reemplaza a la losa de concreto de ancho b_e , con igual deformación unitaria, y la viga trabaja como toda de acero.

La teoría elástica exige que se cumpla en flexión la ley de Navier y la hipótesis de Bernouilli, según las cuales para pequeñas deformaciones, las secciones planas antes de la deformación continúan planas después de producida esta. Por lo tanto debe cumplir:

$$f_s = \frac{E_s}{E_c} * f'_c = n * f'_c \quad \text{Ecuación (2.4)}$$

El esfuerzo de flexión en el borde traccionado de la viga resulta:

$$f_{st} = \frac{M * y_t}{I_t} \quad \text{Ecuación (2.5)}$$

Donde:

M = momento flector aplicado (positivo)

I_t = momento de inercia de la sección transformada

Y_t = distancia del eje neutro al borde inferior traccionado

Y_c = distancia del eje neutro al borde superior comprimido

Se pueden presentar dos casos:

1. Que el eje neutro corte el acero
2. Que el eje neutro corte la losa de concreto

En el primer caso toda la sección de concreto trabaja a compresión, y en el segundo, la parte de la losa que se halla en tracción se desprecia por suponerla fisurada. Ver figura 2.4. Para determinar la posición del eje neutro, se calcula la distancia y_t tomando momentos estáticos con respecto a la fibra inferior de la viga de acero, con la siguiente ecuación:

$$y_t = \frac{0,5 \cdot A_s \cdot d + \left(t \cdot \frac{b_e}{n}\right) \cdot (d + 0,5 \cdot t)}{A_s + \left(t \cdot \frac{b_e}{n}\right)} \quad \text{Ecuación (2.6)}$$

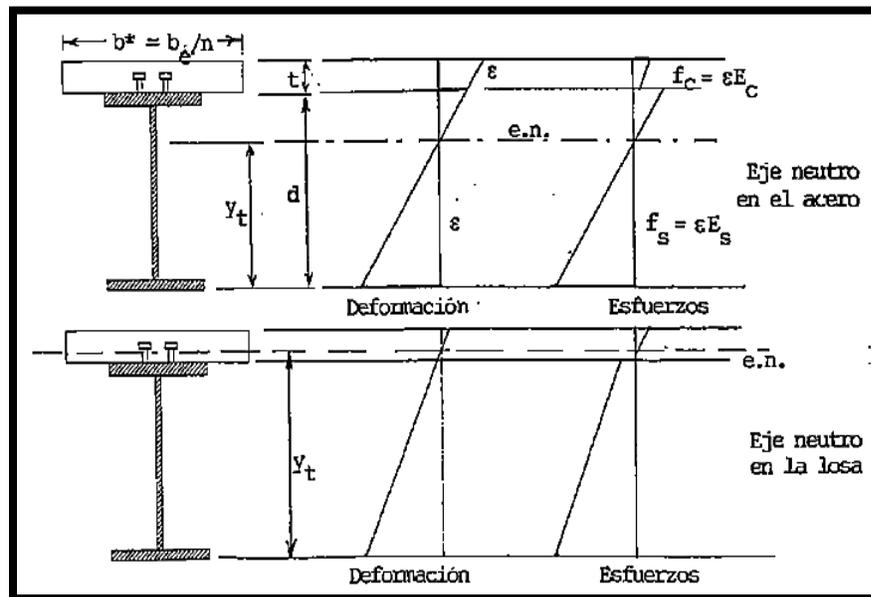


Figura 2.4 Distribución elástica de las deformaciones y esfuerzos en vigas mixtas.

Si: $y_t \leq d \rightarrow$ el eje neutro corta el acero Si: $y_t > d \rightarrow$ el eje neutro corta la losa

Cuando se cumple $y_t \leq d$, el valor de y_t calculado resulta definitivo, pero si $y_t > d$ se debe rectificar su valor con la ecuación 2.6.

Para que el eje neutro corte el acero, se debe cumplir:

$$As * d \geq \frac{t^2 * b_e}{n} \quad \text{Ecuación (2.7)}$$

CASO A: EL EJE NEUTRO CORTA EL ACERO

El momento de inercia de la sección transformada respecto al eje neutro se obtiene:

$$I_t = I_s + As \left(y_t - \frac{d}{2} \right)^2 + \frac{b_e * t^3}{12n} + \frac{b_e * t}{n} * \left(d + \frac{t}{2} - y_t \right)^2 \quad \text{Ecuación (2.8)}$$

I_s es el momento de inercia de la viga de acero, de altura d y área As , t es el espesor de la losa de concreto.

CASO B: EL EJE NEUTRO CORTA LA LOSA DE CONCRETO

En el caso B de la figura 2.5. La posición del eje neutro hallado, varía en este caso y se debe recalculer con la siguiente ecuación:

$$y_t = \frac{As * n}{b_e} + d + t - \frac{As * n}{b_e} * \sqrt{1 + \frac{b_e * (d + 2t)}{As * n}} \quad \text{Ecuación (2.9)}$$

El momento de inercia de la sección transformada respecto al eje neutro se obtiene:

$$I_t = I_s + As * \left(y_t - \frac{d}{2} \right)^2 + \frac{b_e * (d + t - y_t)^3}{3n} \quad \text{Ecuación (2.10)}$$

El esfuerzo máximo en el acero está en el borde inferior del ala traccionada y resulta:

$$f_{su} = \frac{Mu * y_t}{I_t} \leq \phi Fy = 0,9 Fy \quad \text{Ecuación (2.11)}$$

y el esfuerzo máximo en el borde superior de la losa de acero comprimida:

$$f_c = \frac{Mu * (d+t-y_t)}{n I_t} \leq \phi_c 0,85 f'c = 0,8 * 0,85 f'c \quad \text{Ecuación (2.12)}$$

➤ Teoría plástica

En construcciones compuestas, la resistencia límite teórica se alcanza cuando toda la sección transversal de acero fluye en tracción y la sección de concreto cede por aplastamiento en compresión. A esta distribución de esfuerzos corresponde el comportamiento plástico de la sección.

La resistencia teórica de diseño para momentos positivos en teoría plástica será $\phi_b * Mt$, con $\phi_b = 0,85$, en vigas con relación de esbeltez del alma:

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{5.370}{\sqrt{fy}} \quad \text{Ecuación (2.13)}$$

Nótese que a diferencia de la teoría elástica, que exige un factor de reducción de respuesta $\phi_b = 0,90$, en la teoría plástica el factor es $\phi_b = 0,85$.

Cuando no existe desplazamiento entre el acero y el concreto, los esfuerzos de compresión en el concreto son uniformes y de un valor constante igual a $0,85 f'c$, de acuerdo a la distribución equivalente de Whitney, cuya resultante es la misma a la obtenida para la distribución real del esfuerzo.

Los esfuerzos en la sección de acero también son constantes e iguales a F_y de modo que el perfil se plastifica en tracción o parcialmente en tracción y compresión, dependiendo de la ubicación del eje neutro plástico.

En una viga compuesta que alcanza el estado límite plástico, los esfuerzos plásticos pueden distribuir de tres formas diferentes a saber:

- El eje neutro corta la losa de concreto
- El eje neutro se ubica en el ala superior de la viga de acero o en la interfaz entre el ala de la viga y la losa de concreto
- El eje neutro corta el alma del perfil de acero

Estos tres casos se grafican en la figura 2.5. La aplicación de las teorías plásticas en lugar de las elásticas analizadas anteriormente, permite un gran ahorro de materiales, obteniendo secciones de acero más livianas y de menor altura.

CASO I: EL EJE NEUTRO PLASTICO CORTA LA LOSA DE CONCRETO

Cuando el ENP (eje neutro plástico) corta la losa, el área traccionada del concreto no se toma en cuenta en el análisis pues se desprecia la contribución del concreto fisurado a tracción en la resistencia del sistema.

En este caso, la altura a del bloque a compresión es la profundidad del área comprimida, que se obtiene:

$$a = \frac{F_y * A_s}{0,85 * f'_c * b_e} \leq t \quad \text{Ecuación (2.14)}$$

Para que el ENP corte el concreto debe cumplir:

$$F_y * A_s \leq 0,85 f'_c * b_e * t \quad \text{Ecuación (2.15)}$$

La fuerza de compresión resultante en el concreto es:

$$C = 0,85 f'c * b_c * a \quad \text{Ecuación (2.16)}$$

Y se ubica a distancia $a/2$ del borde superior comprimido de la losa.

El acero en este caso fluye en tracción en la sección completa del perfil, con una resultante:

$$T = A_s * F_y \quad \text{Ecuación (2.17)}$$

aplicada en el baricentro de la sección de acero. El brazo en este caso resulta:

$$y^* = \frac{d}{2} + t - \frac{a}{2} \quad \text{Ecuación (2.18)}$$

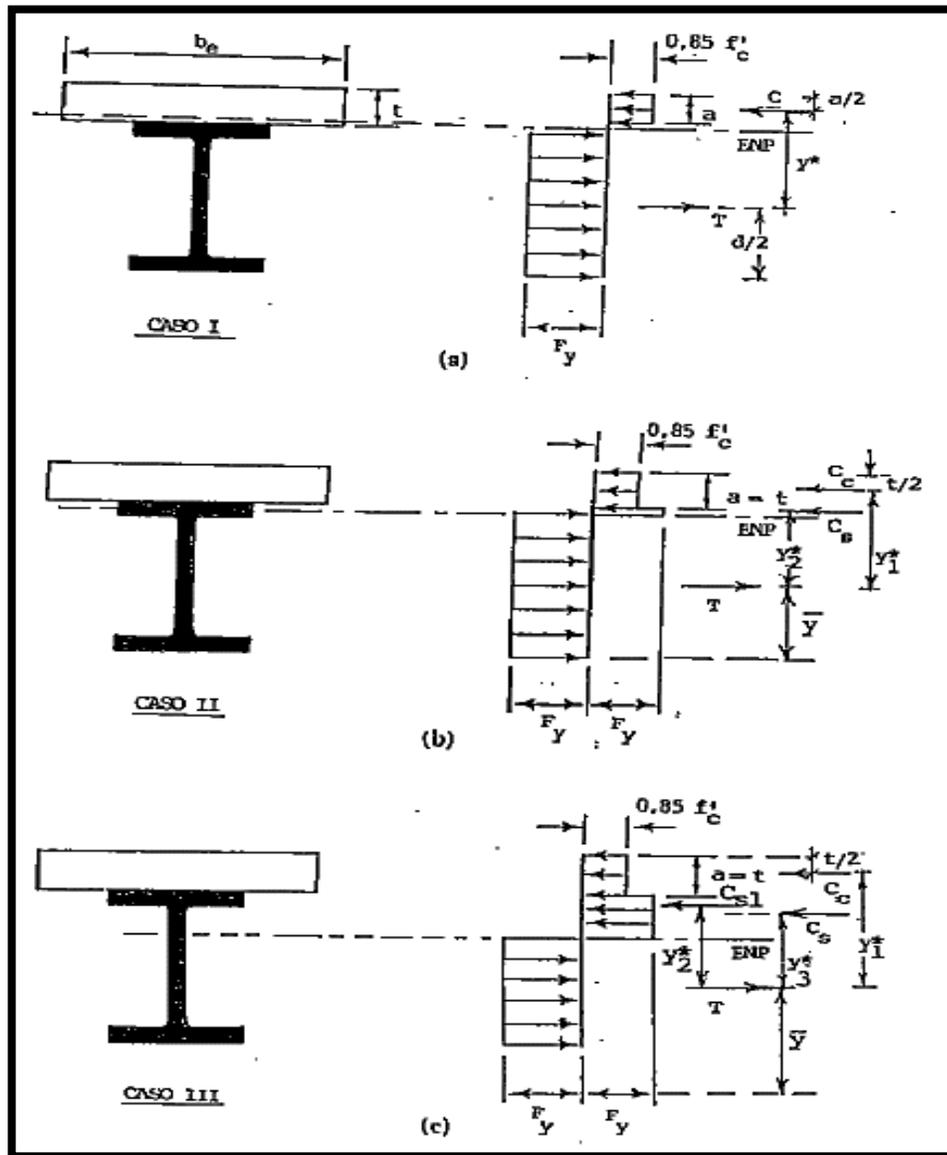


Figura 2. 5 Capacidad plástica de una sección mixta.

El momento plástico se obtiene:

$$M_p = C * y^* = T * y^* = A_s * F_y * y^* \quad \text{Ecuación (2.19)}$$

Y el momento resistente límite teórico será $\phi_b * M_u$, con un factor de minoración de resistencia $\phi_b = 0,85$ para vigas compactas.

$$\phi_b M_t = \phi_b M_p = 0,85 M_p \quad \text{Ecuación (2.20)}$$

El valor obtenido de la resistencia teórica M_t en teoría plástica, corresponde a la acción mixta total, y para cualquier ubicación del ENP es independiente del método constructivo, es decir no varía si la viga es apuntalada o no apuntalada en etapa constructiva. Además, la losa de concreto debe ser capaz de soportar una compresión suficiente para equilibrar la fuerza total de tracción que se genera en la viga de acero por la flexión en acción compuesta.

CASO II: EL EJE NEUTRO PLASTICO CORTA EL ALA SUPERIOR DEL PERFIL

En este caso el eje neutro corta el ala superior de la viga o se ubica en el plano de interfaz entre la viga y la losa de concreto. En consecuencia todo el espesor de la losa resulta comprimido en la altura t y la resultante del esfuerzo en el concreto es ahora:

$$C_c = 0,85 f'_c * b_e * t \quad \text{Ecuación (2.21)}$$

La resultante C_c esta aplicada en una altura igual a $t/2$, a distancia y_1 de T , como muestra la figura 2.5 en el esquema b.

La fuerza de compresión en el perfil de acero por encima del ENP se designa por C_s . en el caso en que el ENP se ubique en la interfaz, $C_s = 0$. Cuando el ENP corta el ala superior del perfil, la fuerza de tracción en el acero resulta menor a la de la ecuación 2.17. En este caso se debe cumplir:

$$T = C_c + C_s = A_s * F_y - C_s \quad \text{Ecuación (2.22)}$$

De la ecuación 2.22 se puede despejar C_s :

$$C_s = \frac{A_s * F_y - C_c}{2} = \frac{A_s * F_y - 0,85 * f'_c * b_e * t}{2} \quad \text{Ecuación (2.23)}$$

El resultante C_s se ubica en la mitad de la altura comprimida del ala, a una distancia y_2 *de T. La altura comprimida del ala y_a , medida desde el borde superior del ala al ENP se obtiene:

$$y_a = \frac{C_s}{b_f * Fy} \quad \text{Ecuación (2.24)}$$

La distancia del baricentro del área traccionada del perfil al borde inferior de la viga se obtiene:

$$\bar{y} = \frac{As * d/2 - y_a * b_f * y'}{As - y_a * b_f} \quad \text{Ecuación (2.25)}$$

y' es la distancia del baricentro del área comprimida del ala del perfil al borde inferior de la viga. Conocidos los valores de \bar{y} y y' , se conocen las distancias de y_1 * y de y_2 *. Por lo tanto la resistencia teórica límite M_t se calcula fácilmente:

$$M_t = C_s y_1 * + C_s y_2 * \quad \text{Ecuación (2.26)}$$

CASO III: EL EJE NEUTRO PLASTICO CORTA EL ALMA DEL PERFIL

Cuando al analizar una viga mixta se despeja el valor de a y resulta $a > t$, el método más directo para determinar si el ENP corta el alma del perfil es el siguiente:

- Localice el ENP en la base del ala superior del perfil
- Calcule C_s y C_c como se ha indicado en el Caso II para el espesor total t_f del ala
- Obtenga $C = C_c + C_s$
- Calcule el valor de $T = As * Fy$

- Si resulta $C < T$ en el ENP cortará el alma. En caso contrario, se ubica en el ala.

Para resolver el problema del ENP cuando corta el alma, se sigue un procedimiento análogo al que se ha indicado en el caso en que corta el ala, tomando ahora en consideración también la porción de alma comprimida.

En este caso, sin embargo, se debe verificar, que la viga de acero sea capaz de soportar la complejidad adicional que implica una compresión en el alma, de modo que la sección plastifique en tracción y compresión simultáneamente, para alcanzar sin problemas la resistencia límite teórica en acción mixta.

Cuanto más abajo se ubique el ENP en el alma, mayor será la influencia que el pandeo local ejerza en el comportamiento final del sistema. Además, cuando el ala del perfil soporta compresión, es posible que se produzca también pandeo local del ala en la luz libre entre conectores de corte, especialmente si la separación entre ellos es considerable. Esta situación, sin embargo, es poco usual y no está contemplada en la Norma LRDF, la cual toma en cuenta únicamente la posibilidad del pandeo local del alma, por lo cual se exige que en teoría plástica se cumpla:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{5.370}{\sqrt{F_y}} \quad \text{Ecuación}$$

(2.27)

Para el caso en que el ENP corta el alma, se debe hallar la altura h^* del alma comprimida, de modo que en el perfil habrá dos resultantes de compresión: C_{s1} en el ala y C_{s2} en el alma. La resultante de compresión en el perfil será:

$$C_s = C_{s1} + C_{s2} \quad \text{Ecuación (2.28)}$$

$$C_c = 0,85 * f'_c * b_e * t \quad \text{Ecuación (2.29)}$$

$$C_{s1} = b_e * t_f * Fy \quad \text{Ecuación (2.30)}$$

$$C_{s2} = h^* \times t_w \times Fy \quad \text{Ecuación (2.31)}$$

$$C = c_c + C_{s1} + C_{s2} \quad \text{Ecuación (2.32)}$$

$$T = As * Fy - C_{s1} - C_{s2} \quad \text{Ecuación (2.33)}$$

Igualando las ecuaciones 2.32 y 2.33 se despeja C_{s2}

$$C_{s2} = \frac{As * Fy - C_c}{2} - C_{s1} \quad \text{Ecuación (2.34)}$$

Y se puede hallar h^* :

$$h^* = \frac{C_{s2}}{t_w * Fy} \quad \text{Ecuación (2.35)}$$

La distancia de la resultante de tracción \bar{y} al borde inferior de la viga resulta:

$$\bar{y} = \frac{As * d/2 - t_f * b_f * y' - h^* * t_w * y''}{As - t_f * b_f - h^* * t_w} \quad \text{Ecuación (2.36)}$$

Por lo tanto, se obtiene:

$$Mu = C_c y1^* + C_{s1} \times y2^* + C_{s2} * y3^* \quad \text{Ecuación (2.37)}$$

$$Mu = \phi_b M_t = 0,85 M_t \quad \text{Ecuación (2.38)}$$

2.4. Estructuras de concreto reforzado

Siguiendo a González y Robles, (2011), las estructuras de concreto reforzado tienen ciertas características, derivadas de los procedimientos usados en su construcción, lo cual las hace distintas de las estructuras de otros materiales.

El concreto se fabrica en estado plástico, lo que obliga a utilizar moldes que lo sostengan mientras adquiere resistencia suficiente para que la estructura sea autoportante. Esta característica impone ciertas restricciones, pero al mismo tiempo aporta algunas ventajas. Una de estas es su moldeabilidad, propiedad que permite la libertad en la elección de formas. Otra característica importante es la facilidad con la que puede lograrse la continuidad de la estructura. Mientras que las estructuras metálicas el logro de la continuidad en las conexiones entre los elementos implica serios problemas en el diseño y la ejecución.

2.4.1. Solicitaciones

Siguiendo a González y Robles (2011), las principales solicitaciones o acciones exteriores a que puede estar sujeta una estructura son: cargas estáticas debidas al peso propio, a cargas vivas y a cargas permanentes, así como cargas dinámicas impuestas por un sismo, por la presión de un viento o por la aplicación repetida de cargas vivas. También se consideran como solicitaciones las deformaciones de la estructura inducidas por asentamiento, contracción y cambios de temperatura.

Al estimar las acciones, es necesario prever las condiciones más desfavorables en que la estructura puede llegar a contraerse, así como el tiempo que sufrirá estas condiciones desfavorables.

La estimación de las cargas debidas al peso propio puede hacerse con relativa precisión: los errores no serán mayores del 20 por ciento, si se

han evaluado con cuidado los volúmenes de los materiales y los pesos volumétricos.

En lo que respecta a carga viva, los errores en la estimación pueden ser del 100 por ciento o aún mayores. La carga viva esta especificada comúnmente en los reglamentos de construcción como carga uniformemente distribuida, con distintas intensidades de acuerdo al uso considerado. Los efectos de cargas equivalentes en la estructura pueden ser muy diferentes de los efectos de cargas reales.

La estimación de cargas laterales debidas a viento o sismo está sujeta a mayor incertidumbre, fácilmente se cometen errores mucho mayores que los anteriores en la estimación de los efectos de estas acciones.

2.4.2. Análisis de estructuras de concreto reforzado

Según González y Robles (2011), para analizar una estructura es necesario idealizarla, por ello se considera que esta debe estar conformada por una serie de marcos en dos direcciones. De este modo se reduce el problema real tridimensional a uno de dos dimensiones. Se considera, además, que las propiedades mecánicas de los elementos en cada marco están concentradas a lo largo de sus ejes y las acciones se aplican sobre esta estructura.

Las solicitaciones a las cuales se somete la estructura inducen acciones interiores como momentos y fuerzas de intensidad variable. El propósito del análisis es evaluar las acciones que ocurren en las distintas partes del interior de la estructura.

La hipótesis más simple que puede hacerse para relacionar carga y deformación, es suponer una dependencia lineal. Otra hipótesis relativamente simple que se hace para el análisis de estructuras, es la de suponer que las acciones interiores, al llegar a cierto valor crítico de la

acción, son independientes de las deformaciones, en esta hipótesis se basa el análisis límite. En él se trata de obtener los valores de las acciones para los cuales la estructura se vuelve un mecanismo inestable.

2.4.3. Dimensionamiento de elementos de concreto reforzado

Según González y Robles (2011), se entiende por dimensionamiento la determinación de las propiedades geométricas de los elementos estructurales y de la cantidad y posición del acero de refuerzo.

El procedimiento de dimensionamiento se basa en los esfuerzos de trabajo, lo cual consiste en determinar los esfuerzos correspondientes a acciones interiores obtenidas de un análisis elástico de la estructura, bajo sus supuestas acciones de servicio. Estos esfuerzos se comparan con los esfuerzos permisibles, especificados como una fracción del acero y del concreto, se supone que así se logra a la par, un comportamiento satisfactorio en condiciones de servicio y un margen razonable de seguridad.

El procedimiento más comúnmente utilizado en la actualidad es el denominado método plástico, de resistencia o de resistencia última, según el cual los elementos o secciones se dimensionan para que tengan una resistencia determinada.

2.5. Flexión Simple

2.5.1 Elementos sometidos a flexión simple

Siguiendo a González y Robles (2011), los elementos estructurales sujetos a flexión son vigas o losas que trabajan en una sola dirección. Se ha llevado a cabo un gran número de ensayos a flexión utilizando vigas simplemente apoyadas, sometidas a dos cargas concentradas de modo simétrico, en las que existe una zona sujeta solo a momento flexionante.

2.5.2. Comportamiento y modos de falla de elementos sujetos a flexión simple

Siguiendo a González y Robles (2011), se describirá el comportamiento y modo de falla de un elemento de concreto con refuerzo a tracción. La figura 2.6 muestra la gráfica carga- deflexión de un elemento con porcentaje de acero usual en la práctica.

Al empezar a cargar, el comportamiento del elemento estructural es elástico y toda la sección contribuye a resistir el momento exterior. Cuando la tracción de la fibra mas esforzada de la sección excede la resistencia del concreto a la tracción, comienzan a aparecer grietas y a medida que se aumenta la carga, las grietas aumentan en numero, longitud y abertura.

A partir de la aparición de las primeras grietas, el comportamiento ya no es elástico y las deflexiones no son proporcionales a las cargas.

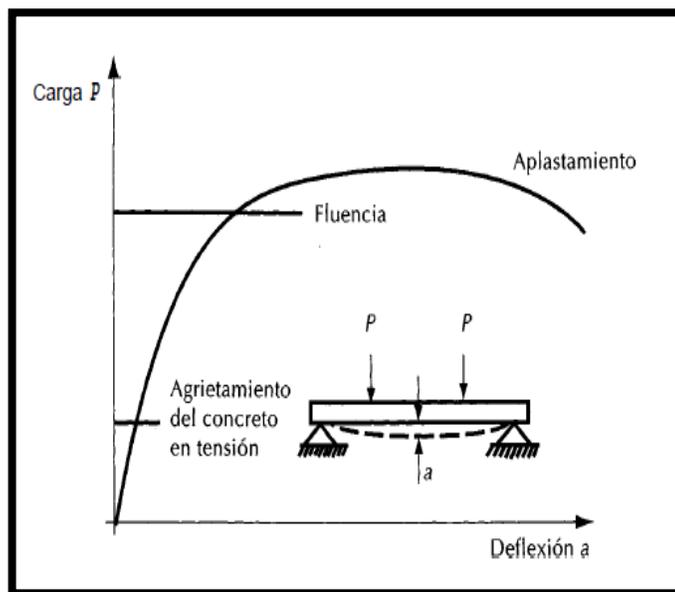


Figura 2. 6 Grafica carga- deflexión de un elemento, con porcentaje usual de acero de tensión. (Tomada de González y Robles, 2011).

En las zonas agrietadas del elemento el acero toma todo el esfuerzo y es justo en esta etapa cuando el acero alcanza su valor de cedencia. Cuando

este comienza a ceder, la deflexión aumenta en forma considerable sin que se aumente la carga. Por ende la resistencia del elemento es solo ligeramente mayor que la carga que produce la cedencia del acero. Los primeros síntomas de la cedencia del acero es el incremento en la abertura y longitudes de las grietas. Esto produce que la zona en compresión se vaya reduciendo hasta que el concreto es incapaz de resistir la compresión y se aplasta. El aplastamiento se nota por el desprendimiento de escamas en la zona a compresión, al ocurrir este evento la carga disminuye con mayor o menor rapidez, dependiendo de la rigidez del sistema de aplicación de carga, hasta que ocurre el colapso.

Según la cantidad de acero longitudinal con que esta reforzada la pieza, este puede entrar en estado de cedencia o no antes de alcanzar la carga máxima. Cuando ocurre la cedencia del acero el comportamiento de la pieza es dúctil, es decir, se producen deflexiones considerables antes del colapso final, en este caso se dice que el elemento es subreforzado. Por otro lado si la cantidad de acero longitudinal es grande, este no cede antes que el concreto se aplaste y se dice entonces que el elemento es sobrerreforzado. En la figura 2.7 se observa el agrietamiento en las vigas sujetas a flexión.

Puede ocurrir que el elemento alcance su resistencia cuando el acero comienza a ceder y en este caso se dice que el comportamiento es balanceado.

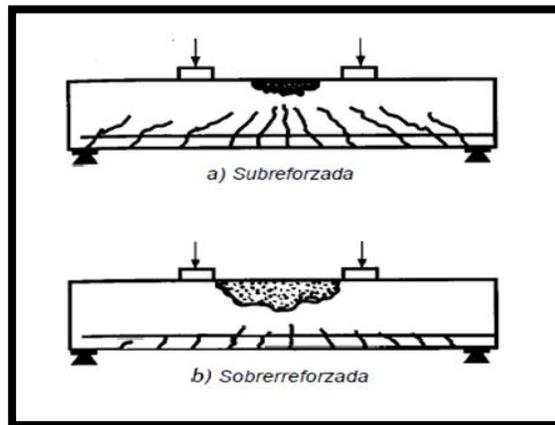


Figura 2. 7 Agrietamiento en la falla de vigas sujetas a flexión
(Tomada de González y Robles, 2011).

2.5.3. Teoría de rotura de secciones rectangulares

También conocida como teoría plástica, establece que el concreto se encuentra en estado plástico. Debido a esto el concreto no trabaja a tracción y es el acero el que recibe en todos los casos la tracción. Ver figura 2.8.

Esta teoría establece que la deformación unitaria máxima a la rotura del concreto es 0,003, con una curva de esfuerzo irregular la cual se traduce a un bloque de esfuerzo rectangular con un área equivalente.

Siguiendo el *Flujograma para el cálculo de concreto armado* Osers, (1988), tenemos las siguientes superposiciones y consideraciones de análisis:

- a) Conservación de las caras planas (Navier), distribución de las deformaciones es lineal.

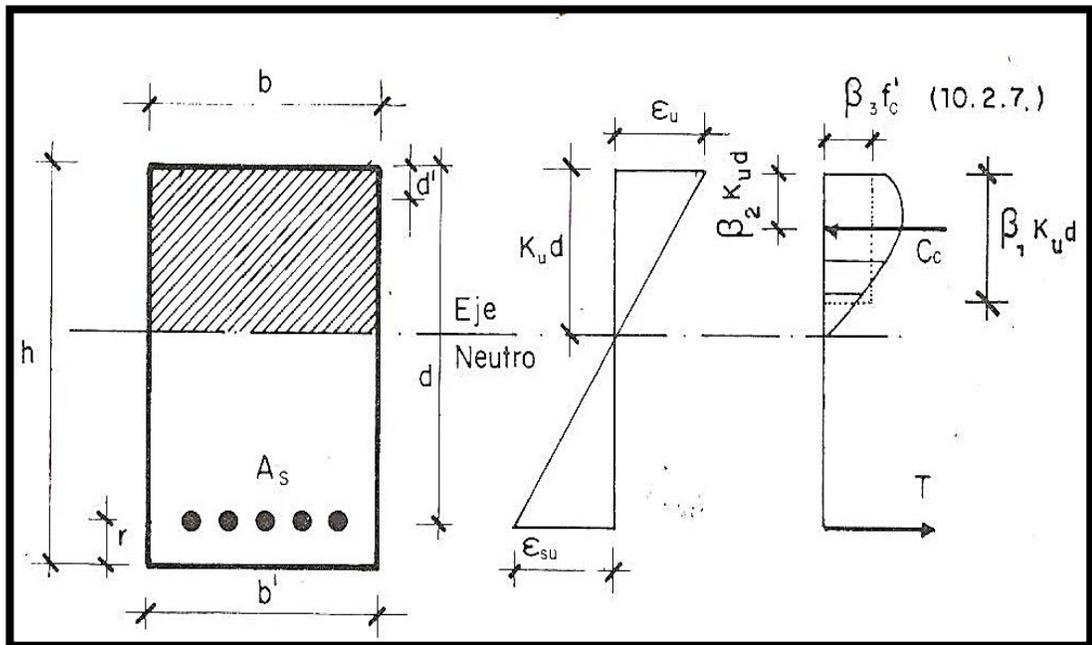


Figura 2. 8 Diagrama de teoría de rotura de secciones simplemente armadas.

Tomada del Flujograma para el cálculo de concreto armado Osers (1988).

- b) El concreto no resiste los esfuerzos de tracción.
- c) No existe deslizamiento entre el concreto y el acero.
- d) No se aplica la ley de Hooke, las deformaciones no son proporcionales a los esfuerzos.
- e) La falla de la sección ocurre cuando el concreto alcanza su deformación máxima útil ϵ_u .

Coeficientes empleados para definir la teoría de rotura:

1. **Coeficiente de forma:** este coeficiente se emplea para convertir el área del diagrama de esfuerzos en un rectángulo equivalente.

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{f'_c - 280}{70} \quad \text{Ecuación (2.39)}$$

$$0,65 \leq \beta_1 \leq 0,85$$

2. **Coefficiente para la ubicación del centro de compresión (β_2):** este nos indica la profundidad de la resultante en compresión respecto al eje neutro y su valor aproximado es de $\beta_2 = \beta_1/2$.
3. **Coefficiente de relación (β_3):** con este coeficiente obtenemos la relación entre la resistencia del concreto en la viga con el cilindro de control y su valor es 0,85.

A diferencia de la teoría clásica que los factores de seguridad están implícitamente considerados en los esfuerzos permisibles, en la teoría de rotura se emplea un factor minorante de resistencia, Φ . La Fondonorma 1753:2006 en su capítulo 9, tabla 9.4, establece que para secciones controladas por tracción del acero $\Phi = 0,9$.

2.6. Dimensionamiento de vigas

Según González y Robles (2011), para llevar a cabo el dimensionamiento de vigas se deben tomar en cuenta las características tales como, propiedades geométricas y la cantidad y posición del acero para dicho elemento, es por ello que deben escogerse de manera adecuada para así satisfacer los requisitos preestablecidos de seguridad y comportamiento bajo las cargas de servicio.

El requisito fundamental de un elemento estructural es que cumpla con la resistencia adecuada. Para ello se deben lograr secciones con la resistencia suficiente y luego verificar la forma en la que se cumplen los requisitos de comportamiento bajo las condiciones de servicio y de economía. En otras palabras luego que se cumplan las características geométricas de la sección se realiza una revisión de las deformaciones para ver si están dentro de los límites tolerables. Por último, una vez establecidas varias alternativas estructurales aceptables, se hacen comparaciones de costos para escoger la más apropiada.

2.6.1. Dimensionamiento de secciones sometidas a flexión

Según González y Robles (2011), cuando se realiza el dimensionamiento de secciones sometidas a flexión y no existen limitaciones para el mismo, el proyectista tiene la libertad de fijar las características de la sección en cuanto a dimensiones, así como también las propiedades del concreto y la cantidad de acero.

Sin embargo, es común que el problema se plantee con alguna restricción. Por ejemplo, hay casos en que el proyecto establece la limitación en la altura de ciertas vigas, de manera que solo se puede fijar el ancho y el porcentaje de refuerzo. Otras veces lo que se fija es el ancho, y se calcula el acero y la altura. Es muy frecuente que el problema solo se reduzca al cálculo del acero, ya que las características geométricas de la sección están definidas.

2.7. El acero como material estructural

Siguiendo a Bowles, (1993), el acero como material estructurales muy importante, entre sus propiedades están la alta resistencia, comparada con cualquier otro material disponible, y la ductilidad. La ductilidad es la capacidad que tiene el material de deformarse sustancialmente ya sea a tensión o compresión antes de fallar. Otras ventajas importantes en el uso del acero son su amplia disponibilidad y durabilidad en el tiempo.

El fabricante de estructuras de acero trabaja con los planos de ingeniería o arquitectura para producir dibujos detallados de taller, de los que se obtienen las dimensiones requeridas para cortar los perfiles al tamaño pedido y localizar con exactitud los agujeros para armar cada una de las piezas que constituyen la estructura.

Los dibujos originales también indican el acabado necesario de la superficie de las piezas cortadas. Muchas veces se arman las piezas en el

taller para determinar si se tiene el ajuste apropiado. Las piezas se marcan para facilitar su identificación en el campo y se embarcan las piezas sueltas o armadas parcialmente hasta el sitio de la obra para su montaje. El montaje en el sitio la ejecuta a menudo el propio fabricante, pero la puede hacer el contratista general.

2.7.1. Ventajas del acero como material estructural

Siguiendo a McCormac, (2002), tenemos las siguientes ventajas del acero como material estructural:

- a) Alta resistencia:** la alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será relativamente bajo el peso de las estructuras, esto es de gran importancia en puentes de grandes distancias, en edificios altos y en estructuras con condiciones deficientes en la cimentación.

- b) Uniformidad:** las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo, como es el caso de las estructuras de concreto reforzado.

- c) Elasticidad:** el acero se acerca más a su comportamiento en las hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, gracias a que sigue la ley de Hooke hasta esfuerzos bastantes altos. Los momentos de inercia de una estructura de acero pueden calcularse exactamente, en tanto que los valores obtenidos para una estructura de concreto reforzado son relativamente imprecisos.

- d) Durabilidad:** si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado duraran indefinidamente, investigaciones realizadas en los aceros modernos indican que bajo ciertas condiciones no se requiere ningún mantenimiento a base de pintura.

e) Ductilidad: es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión. Cuando se prueba a tensión un acero con bajo contenido de carbono, ocurre una reducción considerable de la sección transversal y aun alargamiento en el punto de falla, antes de que se presente la fractura. Un material que no tenga esta propiedad probablemente sea duro y frágil y se romperá al someterlo a un golpe repentino.

En miembros estructurales sometidos a cargas normales se desarrollan altas concentraciones de esfuerzos en varios puntos. La naturaleza dúctil de los aceros estructurales comunes les permite fluir localmente en esos puntos, evitándose así fallas prematuras. Una ventaja adicional de las estructuras dúctiles es que, al sobrecargarlas, sus grandes deflexiones ofrecen evidencia visible de la inminencia de la falla.

f) Tenacidad: los aceros estructurales son tenaces, es decir, poseen resistencia y ductilidad. Un miembro de acero cargado hasta que se presentan grandes deformaciones será aun capaz de resistir grandes fuerzas. Esta es una característica muy importante porque implica que los miembros de acero pueden someterse a grandes deformaciones durante su formación y montaje, sin fracturarse, siendo posible doblarlos, martillarlos, córtalos y taladrarlos sin daño aparente. La propiedad de un material para absorber energía en grandes cantidades se llama tenacidad.

g) Propiedades diversas: otras ventajas importantes del acero estructural son: gran facilidad para unir diversos miembros por medio de varios tipos de conexión como lo son la soldadura, los tornillos y los remaches, posibilidad de prefabricar los miembros, rapidez de montaje,

gran capacidad para laminarse en una gran cantidad de tamaños y formas, resistencia a la fatiga y reuso posible después de desmontar una estructura.

2.7.2 Desventaja del acero como material estructural

- a) Costo de mantenimiento:** la mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al aire y al agua, por consiguiente deben pintarse periódicamente.

- b) Costo de la protección contra el fuego:** aunque algunos miembros estructurales son incombustibles, sus resistencias se reducen considerablemente durante los incendios, cuando los otros materiales de un edificio se queman. El acero es un excelente conductor de calor, de manera que los miembros de acero sin protección pueden transmitir suficiente calor de una sección o compartimiento incendiado de un edificio a secciones adyacentes del mismo edificio e incendiar el material presente. En consecuencia, la estructura de acero debe protegerse mediante materiales con ciertas características aislantes.

- c) Susceptibilidad al pandeo:** cuanto más largos y esbeltos sean los miembros a compresión, mayor es el peligro de pandeo. Como se indicó previamente, el acero tiene una alta resistencia por unidad de peso, pero al usarse como columnas no resulta muy económico ya que debe usarse bastante material, solo para hacer más rígidas las columnas contra el posible pandeo.

- d) Fatiga:** otra característica inconveniente del acero es que su resistencia puede reducirse si se somete a un gran número de

cambios de la magnitud del esfuerzo de tensión. Se tiene problemas de fatiga solo cuando se presentan tensiones.

- e) **Fractura frágil:** bajo ciertas condiciones, el acero puede perder su ductilidad y la falla frágil puede ocurrir en lugares de concentración de esfuerzos. Las cargas que producen fatiga y muy bajas temperaturas agravan la situación.

2.8 Elaboración de Perfiles de acero estructural

Para la elaboración de los perfiles de acero estructural, el acero durante su producción se lamina para formar placas de anchos y espesores variables, de los cuales se sacan los perfiles, tubos, barras redondas, cuadradas y rectangulares. La mayor parte del laminado se efectúa sobre el acero en caliente, y el producto se llama "acero laminado en caliente". Algunas de las placas más delgadas se laminan o doblan aún más, después de enfriadas, para hacer productos de acero laminados en frío o "formados en frío". A continuación se describen los tipos de perfiles estructurales.

2.8.1. Tipos de perfiles estructurales

- * **Perfiles W:** El perfil estructural que se usa con mayor frecuencia es el perfil de patín ancho o W. Este perfil es doblemente simétrico tanto con respecto al eje de las X como para el eje de las Y, que consiste en dos patines de forma rectangular conectados por una placa de alma también rectangular. Las caras del patín son esencialmente paralelas con la distancia interior entre patines para la mayoría de los grupos, con una dimensión constante. Hay alguna variación debido al desgaste del rodillo laminador y otros factores, pero la distancia se mantiene constante dentro de las tolerancias de la ASTM.

- * **Perfiles S:** Son perfiles doblemente simétricos producidos de acuerdo con las dimensiones adoptadas en 1896 y que se conocían anteriormente como vigas I o vigas American Standard. Hay tres diferencias esenciales entre los perfiles S y W:
 1. El ancho del patín del perfil S es menor.
 2. La cara interna del patín tiene una pendiente de aproximadamente 16.70°
 3. El peralte teórico es el mismo que el peralte nominal.

- * **Perfiles M:** Son perfiles doblemente simétricos que no se clasifican como perfiles W o S. Existen unos 20 perfiles ligeros, clasificados como perfiles M. Un perfil M360 x 25.6 es el mayor de la clasificación M, y es una sección de peralte nominal de 360mm y una masa de 25.6 kg/m.

- * **Perfiles e:** Son perfiles producidos de acuerdo con estándares dimensionales adoptados en 1896. La pendiente interna del patín es la misma que la de los perfiles S. Estos canales se llamaban anteriormente canales Standard o American Standard. Los peraltes teóricos y nominales son idénticos.

- * **Perfiles Me:** Estos son perfiles que no se clasifican como perfiles C. Se utilizaban para la construcción de barcos.

- * **Perfiles L:** Estos perfiles pueden ser angulares de lados iguales o desiguales. Todos los angulares tienen paralelas las caras de los lados. Las dimensiones de los lados del angular pueden tener una variación de ± 1 mm en el ancho.

- * **Perfiles T:** Las T son miembros estructurales que se obtienen cortando perfiles W (para WT), S (para ST), o M (para MT). Por lo general se hace el corte de tal modo que se produce un perfil con área equivalente a la mitad del área de la sección original, pero a menudo se puede desplazar el corte cuando se requiere una sección con mayor peralte. Las tablas publicadas con perfiles T se basan en cortes simétricos. No se tiene en cuenta la pérdida de material debido al corte de la sección original, por corte con soplete.

En la figura 2.9 se muestran los tipos de perfiles estructurales:

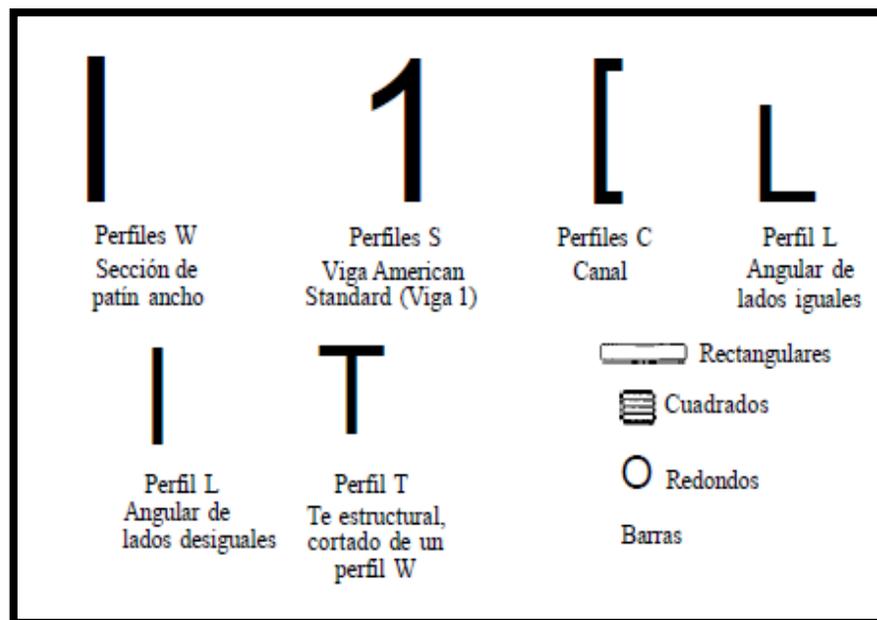


Figura 2. 9 Tipos de perfiles estructurales. (Tomado de Bowles, 1993).

Todo lo anteriormente descrito en cuanto a las estructuras mixtas, estructuras de concreto reforzado, el acero como material estructural y los tipos de perfiles nos llevan a indagar sobre los elementos que conforman dichas estructuras, en cuanto a su diseño, comportamiento y modo de falla dependiendo de las solicitaciones a las cuales sean sometidos. Para este

caso de investigación se trabajará con los elementos sometidos a flexión simple.

2.9. Deflexión

El cálculo de deflexiones es importante para la estimación de las rigideces de elementos estructurales; sin embargo, este cálculo debería abarcar no solamente la estimación del valor medio esperado de las deflexiones en varias vigas, sino también la determinación de la probabilidad de obtener una deflexión dada, dentro de cierto intervalo de valores.

Las deflexiones excesivas en vigas pueden ocasionar deformaciones en pisos planos que impidan el buen funcionamiento del drenaje en el mismo, vibraciones excesivas y aun interferencia en el funcionamiento de las maquinarias instaladas en la estructura.

2.10. Deformación máxima y ductilidad de miembros sometidos a flexión.

Siguiendo a Park y Paulay (1988), la consideración de las características de la curva carga – deformación de los miembros es necesaria por las siguientes razones:

1. No debe ocurrir la falla frágil de los miembros. En el caso extremo de que una estructura se cargue hasta la falla, debe poder desarrollar grandes deflexiones cercanas a la máxima.
2. Las posibles distribuciones de momento flexionante, fuerza cortante y carga axial, que podrían utilizarse en el diseño de estructuras estáticamente indeterminadas, dependen de la ductilidad de los miembros en las secciones críticas.

2.10.1 Relaciones Momento – Curvatura

Park y Paulay (1988), El comportamiento de una sección después del agrietamiento depende principalmente de la cuantía del acero. Cuando este cede, ocurre un aumento grande en la curvatura a momento flexionante casi constante, y el momento se eleva lentamente hasta un máximo debido a un aumento en el brazo de palanca interno y luego decrece.

Por otra parte, en las secciones fuertemente reforzadas, la curva Momento – Curvatura deja de ser lineal cuando el concreto entra a la parte inelástica de la relación esfuerzo – deformación, y la falla puede ser bastante frágil, a menos de que se confine el concreto mediante estribos cerrados con separación pequeña entre ellos. Si no se confina el concreto, éste se aplasta a una curvatura relativamente pequeña antes que ceda el acero, ocasionando una disminución inmediata de la capacidad de tomar momentos. Para asegurar el comportamiento dúctil en la práctica, siempre se utilizan en las vigas cuantías de acero inferiores al valor de la cuantía balanceada.

La ductilidad en el diseño al límite se expresa como la relación de la deformación última a la deformación a la primera cedencia.

En la práctica normal recomendar una deformación máxima de 0,003 en la fibra extrema a compresión del concreto en la resistencia a flexión de la sección. Este es un valor razonablemente conservador, ya que a esta deformación el concreto comprimido en un miembro a flexión normalmente no presenta grietas visibles o desconchamiento, aunque la deformación es mayor que la correspondiente al esfuerzo máximo.

En cambio, la curvatura de una sección depende mucho del valor que se tome para la deformación de la fibra extrema. Para el cálculo de la curvatura última, parecería razonable tomar un valor mayor que 0,003, Blume, Newmarky Corning recomiendan un valor de 0,004 para cálculos de curvatura última en concreto no confinado.

2.11. Programa SAP 2000

Es un programa que permite realizar de forma integrada el modelo, análisis y dimensionamiento de estructuras de ingeniería con la finalidad de determinar su comportamiento.

CAPITULO III

MARCO METODOLOGICO

3.1. Nivel de la investigación

El nivel de la investigación es descriptivo, ya que se realizó la caracterización del diseño a flexión y el análisis estructural de la viga simple y la viga compuesta, con la finalidad de establecer sus dimensiones, comportamiento, modo de falla y resistencia en cuanto al tipo de acero de refuerzo utilizado en cada modelo.

3.2. Diseño de la investigación

La investigación que se realizó es de tipo documental, ya que se fundamentó en la obtención de parámetros, suposiciones, consideraciones y especificaciones de los libros y normas establecidas para el diseño y análisis estructural, a partir de un modelo matemático idealizado y de esta manera establecer las distintas comparaciones entre ambos elementos estructurales.

A continuación se presentan las distintas fases establecidas en la investigación, las cuales conducirán al desarrollo del tema de forma específica, realizando un estudio acerca del comportamiento y modo de falla de una viga compuesta sometida a flexión, donde se sustituirán las barras de acero por perfiles de acero estructural.

Fase 1: Revisión bibliográfica

Inicialmente se realizó una investigación bibliográfica que permitió considerar diversas teorías para el diseño de la viga mixta, así como la revisión de normas de las cuales se tomaron las consideraciones necesarias de diseño.

Fase 2: Propuesta del modelo a diseñar

Inicialmente se realizó el dimensionamiento de una sección genérica para el diseño de la viga simple siguiendo parámetros usuales según la investigación. Asimismo, para este diseño se utilizó la teoría de rotura para secciones rectangulares con el apoyo del “*Flujograma para el cálculo de concreto armado*” del Ingeniero Rodolfo Osers, mediante el cual se determinó el acero de refuerzo requerido por la viga seleccionada de acuerdo a las cargas de servicio a las cuales estuvo sometida.

Las cargas de servicio utilizadas fueron seleccionadas de acuerdo a la Norma Covenin 2002-1988 “*Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones*”.

Luego de determinar las dimensiones y el acero de refuerzo, se realizó el modelo de la viga simple mediante el programa de cálculo para determinar los valores de fuerza cortante, momento flector, tensión y deformación.

Estas características fueron calculadas con la finalidad de sustituir las barras por perfiles de acero que cumplieran con la resistencia y acero de refuerzo requerido por la viga diseñada.

Al tener el diseño de la viga simple, se realizó la equivalencia del acero en barras a perfiles de acero estructural y se calcularon los valores de momento de la viga mixta siguiendo la teoría de rotura para secciones rectangulares al igual que la viga simple, complementando el cálculo con el diseño de vigas mixtas. De igual manera, se realizó el modelo de la viga mixta en el programa de cálculo y se obtuvieron los valores de fuerza cortante, momento flector, tensión y deformación.

Ambas vigas tienen las mismas características geométricas, lo único que varía es el acero de refuerzo, ya que para la viga simple el acero de

refuerzo son barras y para la viga compuesta son perfiles de acero estructural.

Con las características arrojadas por el programa para cada una de las vigas, se realizó una comparación en cuanto al comportamiento, modo de falla y deformación de los elementos, tomando en cuenta las diferentes características del acero de refuerzo y determinar si la viga mixta tiene un comportamiento adecuado.

Fase 3: Factibilidad del uso de perfiles como refuerzo de la viga en cuanto al comportamiento estructural.

Luego de determinar las dimensiones, el comportamiento y resistencia de ambos modelos utilizados, se realizó una tabla comparativa de todas estas características, además de representar mediante un gráfico de carga-deflexión el comportamiento de ambas vigas. De esta manera se establecerá, cuál de los dos modelos se comportará mejor estructuralmente, y así determinar qué tan factible es el uso de perfiles estructurales en vigas compuestas en cuanto a los resultados obtenidos en el análisis estructural.

3.3. Búsqueda y recopilación de información

En esta etapa inicial del proyecto se recopiló información referente a las estructuras mixtas de concreto y acero estructural, el acero como material estructural, tipos de perfiles estructurales, estructuras de concreto reforzado, flexión simple, dimensionamiento de vigas, revisión de algunos trabajos especiales de grado relacionados con el tema de las estructuras mixtas, artículos de prensa con respecto a las estructuras mixtas y otros artículos referentes a la producción de acero y perfiles estructurales en Venezuela.

Por otra parte se investigó sobre algunas industrias del país que producen perfiles estructurales, los productos que fabrican en la empresa, el procedimiento que se realiza para la fabricación de perfiles desde que llega

la materia prima a sus instalaciones y las ventajas y aplicaciones de sus productos. Además, se obtuvieron los catálogos de tubos estructurales y de perfiles de alma abierta producidos por estas industrias los cuales ayudaron a determinar los tipos de perfiles que se utilizaron para el diseño de la viga compuesta.

Las normas que se utilizaron para el desarrollo de la investigación son:

- * Fondonorma 1753:2006. Proyecto y construcción de obras en concreto estructural.
- * Norma Covenin 1618-1998. Estructuras de acero para edificaciones. Método de los estados límites.
- * Norma Covenin 2002-1988. Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones.
- * Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero.

3.4. Propuesta del modelo

3.4.1. Diseño de la viga simple

Para el desarrollo de la investigación se consideró el sistema estructural aporticado como se muestra en la figura 3.1, siendo este el más usado y antiguo, el cual está conformado por vigas y columnas conectados a través de nodos, formando pórticos resistentes en las dos direcciones principales de análisis (x e y).

Por otra parte se tomó en cuenta un sistema de piso, el cual tiene dos funciones principales desde el punto de vista estructural: la primera ligada a las cargas de gravedad, que es la transmisión hacia las vigas de las cargas propias de la losa, la sobrecarga y los tabiques apoyados en ellos; y la

segunda, ligadas a las cargas de sismo, que permite la unidad de la estructura, de manera que se obtenga un comportamiento uniforme en cada piso, logrando que los elementos se deformen de la misma manera en cada nivel.

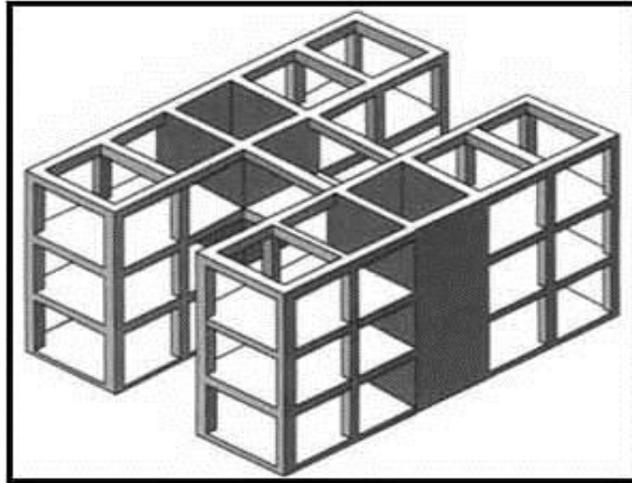


Figura 3. 1 Estructura Aporticada.

El sistema de piso seleccionado fue losa nervada. Este tipo de losas están conformadas por nervios de concreto separados entre sí aproximadamente 50 cm. Presentan elementos de relleno de diversos materiales tales como: bloques de arcilla o de mortero liviano y se construyen de diversos espesores tales como 15, 20, 25, 30 y 35 cm, dependiendo de la luz de cálculo. El revestimiento de concreto es generalmente de 5 cm.

Se consideró este tipo de losa, ya que es el sistema de piso más antiguo, tradicional y versátil. Además de ello tiene buen desempeño para la colocación de instalaciones, buen acabado entre la estructura y la mampostería, presenta bajos niveles de vibración y buen comportamiento antisísmico y bajos niveles de transferencia térmica y acústica. Ver figura 3.2.

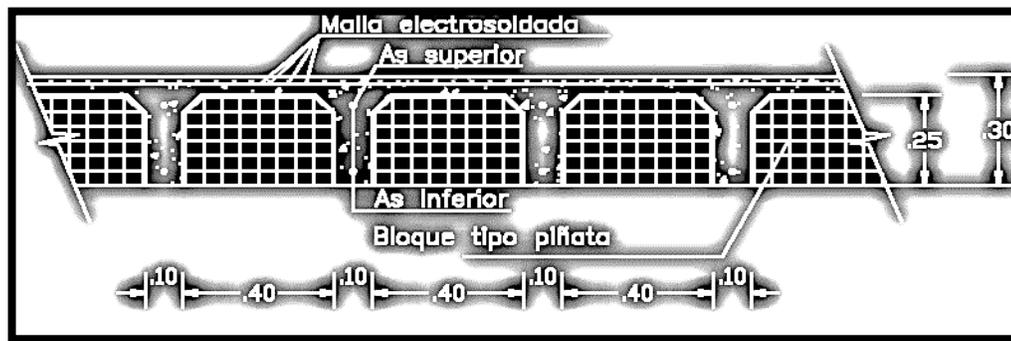


Figura 3. 2 Losa Nervada.

Inicialmente para el diseño de la viga simple sometida a flexión se consideraron algunos aspectos importantes en cuanto a las características de los materiales, dimensiones y cargas aplicadas sobre la sección que se va a diseñar. En este caso en particular se utilizaron como materiales el concreto y el acero, tomando la resistencia específica del concreto a compresión ($f'c$) de 280 kg/cm^2 y la resistencia cedente del acero (f_y) de 4200 kg/cm^2 , de igual manera se seleccionó convenientemente las dimensiones largo (L), ancho (b) y alto (h) de la sección transversal de viga.

Generalmente para edificios de viviendas de interés medio la longitud típica de vigas utilizada es de 6 metros, según la Revista de Ingeniería Sísmica No. 89 134-165 (2013) en su artículo “Evaluación de la flexibilidad elástica de sistemas de piso utilizados en edificios urbanos”.

Tomando en cuenta lo anteriormente descrito se consideró una distancia centro a centro de los apoyos para la viga de 6 metros.

Además de la longitud de la viga se tomaron consideraciones de predimensionamiento para el ancho y la altura de la sección transversal de la siguiente manera:

- Para la altura se consideró que $h = 10\%$ de la luz de la viga, según la Fondonorma 1753-2006 en su capítulo 18, establece que h debe ser

por lo menos $\frac{1}{4}$ de L_v . Sin embargo, el libro “Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado” de Antonio Blanco Blasco, establece que las vigas se dimensionan considerando una altura en el orden de $\frac{1}{10}$ a $\frac{1}{12}$ de la luz libre.

- Para el ancho se consideró que $b = 65\%$ de la altura (h), considerado según la Fondonorma 1753-2006 en su capítulo 18, el cual establece que la relación ancho/alto de la sección debe ser mayor o igual a 0,3.

La sección transversal de la viga quedó definida como se muestra en la figura 3.3:

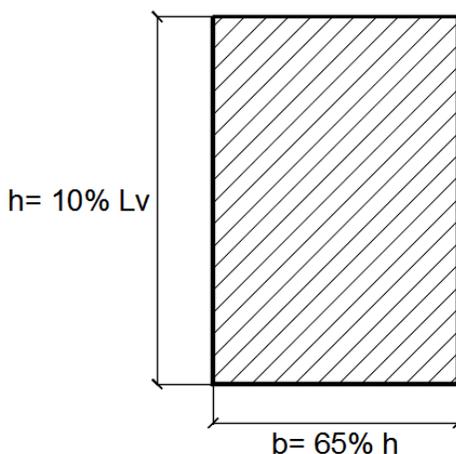


Figura 3. 3 Sección transversal de viga.

3.4.2. Análisis de cargas

1-. Cargas de la losa

Para determinar el espesor de la losa nervada armada en una dirección se utilizó la tabla 3.1, la cual fue tomada de la FONDONORMA 1753-2006 “Proyecto y construcción de Obras en concreto estructural”.

Tabla 3. 1 Espesores mínimos de losas y vigas. (Tomada de la Fondonorma 1753-2006).

MIEMBROS	ALTURA O ESPESOR MÍNIMO, h			
	Miembros que no soportan ni están unidos a componentes no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas			
	Simplemente apoyado	Un extremo continuo	Ambos extremos continuos	Voladizo
Losas macizas	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas o Losas con nervios en una sola dirección	L/16	L/18.5	L/21	L/8

2.- Cargas permanentes: Para determinar esta carga y el peso propio de la losa se utilizó la norma COVENIN 2002-88 “*Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones*”, de la cual se tomaron en cuenta las siguientes características:

- Peso propio de la losa
- Acabado Superior
- Acabado Inferior
- Tabiques sobre la losa

La carga permanente total proveniente de la losa quedará definida por la ecuación 3.1:

$$CP_{Losa} = \sum (Pp_{Losa} + Acabado\ sup. + Acabado\ inf. + Tabiques\ sobre\ losa)$$

3.- Carga variable: Esta se seleccionó de acuerdo a la norma COVENIN 2002-88, utilizando la tabla 5.1. “*Mínimas cargas distribuidas variables sobre entresijos*”, de la cual se seleccionó como uso de la edificación vivienda multifamiliar y la carga para áreas públicas, siendo esta de 300 kg/cm².

4.- Peso propio de la viga

El peso propio de la viga que se muestra en la figura 3.4, fue calculado con las dimensiones de la sección transversal y el peso específico del concreto. De esta manera el peso propio será:

$$P_{pviga} = b * h * \delta_{concreto} \quad \text{Ecuación (3.2)}$$

Siendo el peso específico del concreto (δ) de 2400 kg/cm³

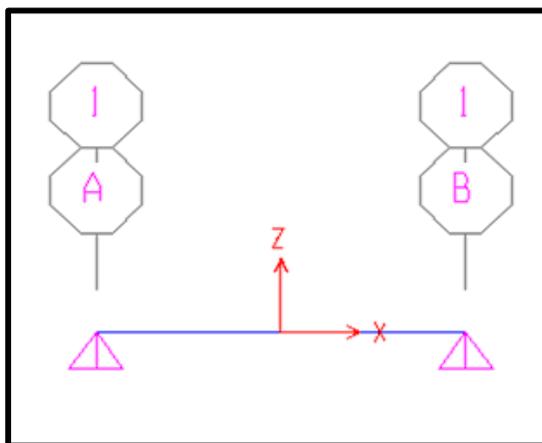


Figura 3. 4 Viga articulada. Fuente: Propia

5.- Carga Total Mayorada: Luego de realizar el análisis de cargas que van actuar sobre la viga, se calculó la carga total mayorada considerando los factores de mayoración de carga permanente y carga variable como se muestra en la ecuación 3.5:

$$Carga\ Permanente\ Total\ (C_{Pt}) = CP\ por\ losa + CP\ por\ viga \quad \text{Ecuación (3.3)}$$

$$Carga\ Variable\ Total\ (C_{Vt}) = CV\ por\ losa \quad \text{Ecuación (3.4)}$$

$$Carga\ Mayorada = 1,2 * C_{Pt} + 1,6 * C_{Vt} \quad \text{Ecuación (3.5)}$$

3.4.3. Cálculo de momento

Al tener la carga mayorada, se procedió a calcular el momento último actuante sobre la viga articulada siendo este el mayor esfuerzo resistido por la sección, el cual se determinó con la ecuación 3.6:

$$Mu^+ = \frac{q * L^2}{8} \quad \text{Ecuación (3.6)}$$

Siendo: **q** la carga mayorada y **L** la longitud de la viga.

Para obtener los valores de momentos más exactos se realizó el modelo de la viga articulada con el programa de cálculo. El valor de momento para la viga fue obtenido tomando en cuenta cargas permanentes, cargas variables y sus respectivos factores de mayoración.

En la selección del valor de momento para el diseño, se realizó una comparación entre el obtenido con la formula convencional y el arrojado por el programa, de lo cual se pudo observar que ambos valores son iguales.

3.5. Cálculo del acero de refuerzo

Obtenido el valor de momento se procedió a realizar el cálculo del acero requerido para la viga simple sometida a flexión siguiendo los parámetros del *Flujograma para el cálculo de concreto armado* Osers (1988) de la siguiente manera:

➤ Cuantía balanceada

$$\omega b = \beta 1 * \beta 3 * \left(\frac{\epsilon u}{\epsilon u + \epsilon y} \right) \quad \text{Ecuación}$$

(3.7)

Donde:

$\beta 1$: coeficiente de forma

$\beta 3$: coeficiente de relación

ϵ_u : máxima deformación unitaria del concreto

ϵ_y : máxima deformación unitaria del acero

➤ **Cuantía máxima**

$$\omega_{m\acute{a}x} = 75\% \omega_b \quad \text{Ecuación (3.8)}$$

➤ **Momento máximo específico**

$$\mu_{m\acute{a}x} = \phi * \omega_{m\acute{a}x} * \left(1 - \frac{\omega_{m\acute{a}x}}{2 * \beta_3}\right) \quad \text{Ecuación (3.9)}$$

Donde:

Φ : factor de minoración de resistencia, siendo este de 0,9

➤ **Momento específico**

$$\mu_i = \frac{M_u}{f'_c * b * d^2} \quad \text{Ecuación}$$

(3.10)

Donde:

M_u : momento último que resiste la sección

f'_c : resistencia específica del concreto a compresión

b : anchura de la sección transversal

d : altura útil de la sección transversal

➤ **Cuantía mecánica**

$$\omega_i = \beta_3 * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * \mu_i}{\phi * \beta_3}}\right) \quad \text{Ecuación (3.11)}$$

➤ **Tipo de falla**

Se debe cumplir lo siguiente:

Si $\omega_i < \omega_{m\acute{a}x}$ y $\mu_i < \mu_{m\acute{a}x}$, la falla es a tracci3n, sino la falla es a compresi3n.

➤ **Brazo mecánico**

$$J_{ui} = 1 - \frac{\omega_i}{2 * \beta_3} \quad \text{Ecuaci3n (3.12)}$$

➤ **Área de acero a tracci3n**

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * J_{ui} * d} \quad \text{Ecuaci3n (3.13)}$$

➤ **Área de acero m3nima**

$$A_{smin} = \frac{14}{f_y} * b * d \quad \text{Ecuaci3n (3.14)}$$

Si $A_s < A_{smin}$, se colocará A_{smin} como acero requerido por la viga.

➤ **Área de acero a colocar**

Es la cantidad de acero que real que se coloc3, utilizando la tabla 3.2 "Propiedades de cabillas y sus combinaciones" Osers (1988), de la cual se seleccion3 una combinaci3n de barras con una cantidad de acero mayor o igual al requerido.

➤ **Área de acero en perfiles**

Como la viga mixta tiene las mismas dimensiones y est3 sometida a las mismas solicitaciones que la viga simple, esta debe tener la misma cantidad de acero requerido. De esta manera, se realiz3 la transformaci3n del acero en barras a perfiles de acero estructural, tomando en cuenta distintos tipos de perfiles fabricados en el pa3s.

3.6. Transformación de acero para barras desde 1" hasta barras de 5/8" y sus distintas combinaciones

Para esta investigación se utilizó la tabla 3.2. *Propiedades de cabillas y sus combinaciones*, tomada del flujograma para el cálculo de concreto armado Osers (1988), de la cual se seleccionaron las combinaciones de barras desde 1" hasta 5/8" para ser transformadas a perfiles de acero estructural que puedan utilizarse en vigas de edificaciones de viviendas multifamiliares en caso de no contar con barras para el refuerzo. Las combinaciones de barras de 1/2" y 3/8" fueron transformadas a perfiles de acero estructural para vigas de viviendas pequeñas, ya que dichas combinaciones tienen menor cantidad de acero y no son adecuadas para elementos estructurales de grandes edificaciones.

Para estas combinaciones se seleccionaron los perfiles producidos en el país por las industrias Sidetur y Sabimet, con la finalidad de tener diversas opciones al momento de escoger el acero de refuerzo para el diseño. Además de ello, estos perfiles fueron considerados por ser fabricados de secciones y cantidades de acero pequeñas, de manera que cubrieran de forma óptima la cantidad de acero requerido.

Para obtener el acero de la viga compuesta se utilizó el área de acero a colocar de la viga simple. Este acero en barras con un esfuerzo cedente (f_y) de 4200 kg/cm^2 se transformó a perfiles de acero estructural con un esfuerzo cedente de 2500 kg/cm^2 o 3500 kg/cm^2 , el cual estuvo condicionado por del tipo de perfil de acero estructural que se utilizó en la viga como sustitución de las barras de acero.

Para realizar la transformación de la cantidad de acero en barras a un perfil de acero estructural considerando la relación modular establecida por el Prof. Antonio Güell, se debe suponer que las fuerzas resultantes de tracción tanto de la sección simple como de la sección compuesta son iguales, utilizando la ecuación 3.15 para garantizar el equilibrio, es decir:

$$T_{barras} = T_{perfil}$$
$$A_{sb} * f_{yb} = A_{sp} * f_{yp} \quad \text{Ecuación (3.15)}$$

Donde:

T: fuerza resultante de tracción

Asb: área de acero de las barras

Asp: área de acero del perfil

f_{yb}: resistencia cedente de la barra

f_{yp}: resistencia cedente del perfil

Despejando el área de acero requerida por el perfil (Asp), obtenemos el área de acero del perfil como se muestra en la ecuación 3.16:

$$A_{sp} = \frac{A_{sb} * f_{yb}}{f_{yp}} \quad \text{Ecuación (3.16)}$$

3.7. Tipos de perfiles

Los perfiles seleccionados fueron considerados por su durabilidad, impecable acabado, economía, soldabilidad, resistencia y fácil galvanizado. Por otra parte como se trata de sustituir barras, estos perfiles los fabrican de secciones pequeñas y a su vez la cantidad de acero es menor.

Utilizando las tablas de perfiles (Ver anexos), se realizaron combinaciones entre un mismo tipo de elemento, de tal manera que la cantidad de acero a colocar fuera lo más cercana a la cantidad de acero requerida según cada combinación.

A continuación, se muestran los tipos de perfiles seleccionados:

➤ **Perfil IPN**(Ver figura 3.5)

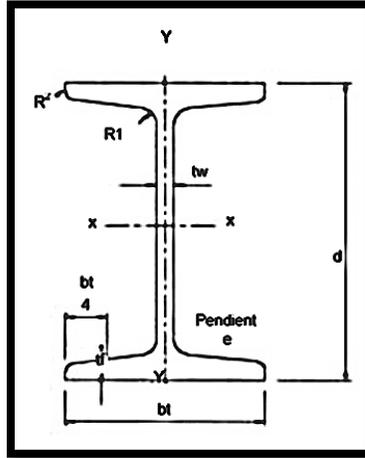


Figura 3. 5 Perfil IPN de alas inclinadas de acero laminado en caliente. Fuente: Norma Covenin 1149-2003

➤ **Perfil UPL**(Ver figura 3.6)

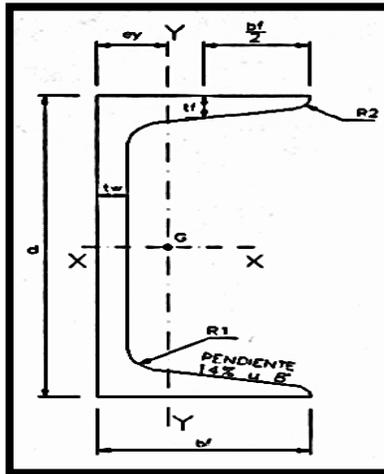


Figura 3. 6 Perfil de canal ligero UPL de acero laminado en caliente. Fuente: Norma Covenin 1037-2003.

Tabla 3. 2 Propiedades de las cabillas y sus combinaciones. (Tomada del Flujoograma para el cálculo de concreto armado).

VALORES PARA CANTIDAD INDICADA DE CABILLAS NACIONALES	23.40 mm AREA PERIMETRO PESO					19.05 mm AREA PERIMETRO PESO					19.05 mm AREA PERIMETRO PESO					15.88 mm AREA PERIMETRO PESO					2.70 mm AREA PERIMETRO PESO									
	# 8 1"					# 7 7/8"					# 6 3/4"					# 5 5/8"					# 4 1/2"					# 2 1/4"				
CANTIDAD	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
AREA cm ²	5.07	10.13	15.20	20.27	25.34	3.88	7.76	11.64	15.52	19.39	2.85	5.70	8.55	11.40	14.25	1.98	3.96	5.94	7.92	9.89	1.27	2.53	3.80	5.07	6.33	0.32	0.63	0.95	1.27	1.58
ANCHO cm	8	13	19	24	29	8	13	18	22	27	8	12	17	21	25	7	12	16	20	24	7	11	15	18	22	6	9	12	15	18
PERIM cm	7.98	15.96	23.94	31.92	39.90	6.98	13.96	20.95	27.93	34.91	5.98	11.97	17.95	23.94	29.92	4.99	9.97	14.96	19.95	24.93	3.99	7.98	11.97	15.96	19.95	1.99	3.99	5.98	7.98	9.97
PESO Kg/m	3.978	7.956	11.934	15.912	19.890	2.978	5.956	8.934	11.912	14.890	2.237	4.474	6.711	8.948	11.185	1.554	3.108	4.662	6.216	7.770	0.994	1.988	2.982	3.976	4.970	0.249	0.498	0.747	0.996	1.245
+ ADIC	# 8 1"					# 7 7/8"					# 6 3/4"					# 5 5/8"					# 4 1/2"					# 2 1/4"				
AREA	30.40	35.47	40.54	45.60	50.67	23.27	27.15	31.03	34.91	38.79	17.10	19.95	22.80	25.65	28.50	11.87	13.85	15.83	17.81	19.79	7.60	8.87	10.14	11.40	12.67	1.90	2.22	2.54	2.85	3.17
ANCHO	34	39	44	49	54	32	36	41	46	51	30	34	39	43	47	28	32	36	40	44	26	30	34	37	41	24	28	32	36	40
PERIM	47.88	55.86	63.84	71.82	79.80	41.89	48.87	55.86	62.84	69.82	35.91	41.89	47.88	53.86	59.85	29.92	34.91	39.90	44.88	49.87	23.94	27.93	31.92	35.91	39.90	17.97	21.96	25.95	29.94	33.93
PESO	15.912	19.890	23.868	27.846	31.824	11.912	14.890	17.868	20.846	23.824	8.948	11.185	13.422	15.659	17.896	5.976	7.164	8.352	9.540	10.728	3.996	4.794	5.592	6.390	7.188	1.996	2.394	2.792	3.190	3.588
+ ADIC	# 7 7/8"					# 6 3/4"					# 5 5/8"					# 4 1/2"					# 3 3/8"					# 2 1/4"				
AREA	8.95	14.01	19.08	24.15	29.21	6.73	10.61	14.49	18.37	22.24	4.83	7.68	10.52	13.38	16.22	3.24	5.22	7.20	9.18	11.16	1.98	3.24	4.51	5.78	7.04	0.71	1.43	2.14	2.85	3.56
ANCHO	13	18	23	28	33	13	17	22	27	31	12	16	21	25	29	11	15	19	24	28	11	15	18	22	26	11	15	18	22	26
PERIM	14.96	22.94	30.92	38.90	46.88	12.97	19.95	26.93	33.91	40.89	10.97	16.95	22.93	28.91	34.89	8.97	13.95	18.93	23.91	28.89	6.98	10.97	14.96	18.95	22.94	4.99	7.98	10.97	13.96	16.95
PESO	5.956	9.944	13.932	17.920	21.908	4.474	7.462	10.450	13.438	16.426	3.108	5.096	7.084	9.072	11.060	2.112	3.600	5.088	6.576	8.064	1.368	2.256	3.144	4.032	4.920	0.559	1.118	1.677	2.236	2.795
+ ADIC	# 6 3/4"					# 5 5/8"					# 4 1/2"					# 3 3/8"					# 2 1/4"									
AREA	20.58	25.65	30.72	35.78	40.85	15.28	19.16	23.04	26.92	30.79	10.77	13.61	16.46	19.31	22.16	7.04	9.02	11.00	12.98	14.96	4.11	5.38	6.65	7.92	9.18	1.90	2.22	2.54	2.85	3.17
ANCHO	27	32	37	42	47	26	30	35	40	45	24	28	33	37	41	23	27	31	35	39	22	26	30	34	38	21	25	29	33	37
PERIM	28.93	36.90	44.87	52.84	60.81	24.94	31.92	38.90	45.88	52.86	20.94	26.93	32.91	38.90	44.88	16.95	21.94	26.93	31.92	36.91	12.96	16.95	20.94	24.93	28.92	10.97	14.96	18.95	22.94	26.93
PESO	11.934	15.912	19.890	23.868	27.846	8.934	11.912	14.890	17.868	20.846	6.711	8.948	11.185	13.422	15.659	4.474	5.976	7.478	8.980	10.482	2.982	3.996	5.010	6.024	7.038	1.996	2.394	2.792	3.190	3.588
+ ADIC	# 5 5/8"					# 4 1/2"					# 3 3/8"					# 2 1/4"					# 1 3/8"									
AREA	7.92	12.98	18.05	23.12	28.18	5.86	9.74	13.62	17.49	21.37	4.12	6.96	9.81	12.66	15.51	2.69	4.67	6.65	8.62	10.60	1.67	3.65	5.63	7.61	9.59	0.65	1.30	1.95	2.60	3.25
ANCHO	13	18	23	28	33	12	17	22	26	31	12	16	20	25	29	11	15	19	24	28	11	15	19	24	28	10	14	18	22	26
PERIM	13.96	21.94	29.92	37.90	45.88	11.97	18.95	25.93	32.91	39.89	9.97	15.96	21.94	27.93	33.91	7.97	12.96	17.95	22.94	27.93	5.98	9.97	13.96	17.95	21.94	3.99	7.98	11.97	15.96	19.95
PESO	3.144	5.122	7.100	9.078	11.056	2.122	4.100	6.078	8.056	10.034	1.368	2.346	3.324	4.302	5.280	0.896	1.374	2.252	3.130	4.008	0.559	1.038	1.516	2.394	3.272	0.249	0.498	0.747	0.996	1.245
+ ADIC	# 4 1/2"					# 3 3/8"					# 2 1/4"					# 1 3/8"					# 1 1/8"									
AREA	10.77	15.83	20.90	25.97	31.03	7.84	11.72	15.59	19.47	23.35	5.38	8.23	11.08	13.93	16.78	3.40	5.28	7.16	9.04	11.32	2.16	4.04	5.92	7.80	9.68	1.10	2.00	2.90	3.80	4.70
ANCHO	16	22	27	32	37	16	21	26	31	36	15	20	25	30	35	15	20	25	30	35	14	19	24	29	34	13	18	23	28	33
PERIM	19.95	27.93	35.91	43.89	51.87	16.96	23.94	30.92	37.90	44.88	13.96	19.95	25.93	31.92	37.90	10.97	15.96	20.94	25.93	30.92	8.97	12.96	16.95	20.94	24.93	6.98	9.97	12.96	15.96	18.95
PESO	7.462	11.450	15.438	19.426	23.414	5.040	7.028	9.016	11.004	12.992	3.600	5.588	7.576	9.564	11.552	2.256	4.244	6.232	8.220	10.208	1.440	2.880	4.320	5.760	7.200	0.747	1.494	2.241	2.988	3.735
+ ADIC	# 3 3/8"					# 2 1/4"					# 1 3/8"					# 1 1/8"					# 3/8"									
AREA	16.47	21.53	26.60	31.67	36.73	11.79	15.67	19.55	23.43	27.31	7.92	10.76	13.61	16.46	19.31	4.83	6.81	8.79	10.77	12.75	2.69	4.67	6.65	8.62	10.60	1.67	3.65	5.63	7.61	9.59
ANCHO	26	31	36	41	46	24	29	34	39	43	23	27	32	36	41	23	27	31	35	39	22	26	30	34	38	21	25	29	33	37
PERIM	23.91	31.89	39.87	47.85	55.83	21.94	28.92	35.90	42.88	49.86	17.95	23.94	29.92	35.91	41.89	13.96	19.95	25.93	31.92	37.90	10.97	15.96	20.94	25.93	30.92	8.97	12.96	16.95	20.94	24.93
PESO	9.078	13.066	17.054	21.042	25.030	6.656	10.644	14.632	18.620	22.608	4.478	6.466	8.454	10.442	12.430	2.982	4.970	6.958	8.946	10.934	1.774	3.762	5.750	7.738	9.726	0.896	1.792	2.688	3.584	4.480
+ ADIC	# 2 1/4"					# 1 3/8"					# 1 1/8"					# 3/8"					# 1/4"									
AREA	7.05	12.11	17.18	22.25	27.31	5.15	9.02	12.90	16.78	20.66	3.56	6.41	9.26	12.11	14.96	2.16	4.04	5.92	7.80	9.68	1.10	2.00	2.90	3.80	4.70	0.65	1.30	1.95	2.60	3.25
ANCHO	13	18	23	28	33	12	17	22	26	31	12	16	20	25	29	11	15	19	24	28	11	15	19	24	28	10	14	18	22	26
PERIM	12.97	20.95	28.93	36.91	44.89	10.97	17.95	24.93	31.91	38.89	8.97	14.96	20.94	26.93	32.91	6.98	10.97	14.96	18.95	22.94	4.99	8.98	12.97	16.96	20.95	2.99	6.98	10.97	14.96	18.95
PESO	2.796	4.784	6.772	8.760	10.748	1.996	3.984	5.972	7.960	9.948	1.368	2.356	3.344	4.332	5.320	0.896	1.374	2.252	3.130	4.008	0.559	1.038	1.516	2.394	3.272	0.249	0.498	0.747	0.996	1.245
+ ADIC	# 1 3/8"					# 1 1/8"					# 3/8"					# 1/4"					# 1/8"									
AREA	9.03	14.09	19.16	24.23	29.29	6.41	10.29	14.17	18.05	21.93	4.28	7.12	9.97	12.82	15.67	2.69	4.67	6.65	8.62	10.60	1.67	3.65	5.63	7.61	9.59	0.65	1.30	1.95	2.60	3.25
ANCHO	17	22	27	32	37	16	21	26	31	36	15	20	25	30	35	15	20	25	30	35	14	19	24	29	34	13	18	23	28	33
PERIM	17.95	25.93	33.91	41.89	49.87	14.96	21.94	28.92	35.90	42.88	11.96	17.95	23.94	29.92	35.90	8.97	12.96	16.95	20.94	24.93	6.98	10.97	14.96	18.95	22.94	4.99	8.98	12.97	16.96	20.95
PESO	6.711	10.699	14.687	18.675	22.663	4.474	7.462	10.450	13.438	16.426	2.982	4.970	6.958	8.946	10.934	1.774	3.762	5.750	7.738	9.726	0.896	1.792	2.688	3.584	4.480	0.559	1.118	1.677	2.236	2.795
+ ADIC	# 1 1/8"					# 3/8"					# 1/4"					# 1/8"					# 1/4"									
AREA	11.00	16.07	21.14	26.20	31.27	7.68	11.56	15.44	19.32	23.20	4.99	7.83	10.68	13.53	16.38	2.69	4.67	6.65	8.62	10.60	1.67	3.65	5.63	7.61	9.59	0.65	1.30	1.95	2.60	3.25
ANCHO	21	26	31	36	41	19	24	2																						

➤ **Perfil UPN** (Ver figura 3.7)

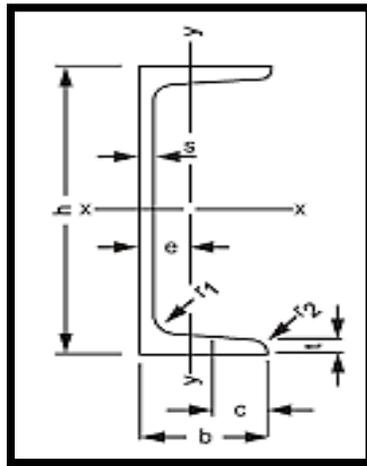


Figura 3. 7 Perfil UPN. Fuente: <https://encrypted-tbn3.gstatic.com/images?q=tbn:ANd9GcQ-zMuj8HQcS7MeSOv6mWWQ6YhZtbAvDd9-oEpAVj9HPbn8AJwb>

➤ **Perfil IPE**(Ver figura 3.8)

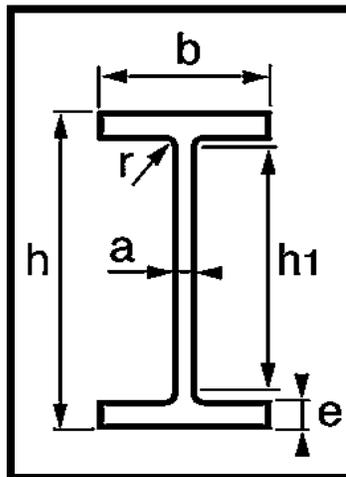


Figura 3. 8 Perfil IPE de alas paralelas. Fuente: <http://www.tallersggb.net/wp-content/uploads/2013/09/Croquis-perfil-IPE.jpg>

➤ Perfiles Ángulos

Los perfiles ángulos como se muestran en la figura 3.9, son de acero angular de lados iguales cuya sección tiene forma de L. Estos perfiles se utilizaron para las combinaciones de barras de 1/2" y 3/8", según el "Flujograma para el cálculo de concreto armado" Osers (1988), ya que estas combinaciones tienen poca cantidad de acero y estos perfiles son los más pequeños del mercado. Estas combinaciones se utilizarán para vigas pequeñas de viviendas unifamiliares.

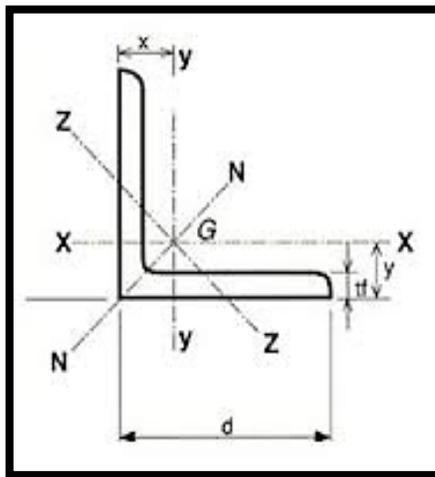


Figura 3. 9 Perfil Angulo. Fuente: https://encrypted-tbn0.gstatic.com/images?q=tbn:ANd9GcSP_IKeOEZfQeBSvcy735PiED-42qv27bvrVUDDL6eyV3-7iUvQvQ

3.8. Anchura de la sección

La anchura de la sección se calculó dependiendo del número y dimensión de los perfiles utilizados en la combinación. Cada perfil utilizado tiene distintas características en cuanto a la anchura y la altura.

Para los perfiles se utilizó como anchura de sección el ancho del ala (b), quedando definido como se muestra en la ecuación (3.17):

$$\text{Ancho (b) de perfiles} = N^{\circ} \text{ perfiles} * b \quad \text{Ecuación (3.17)}$$

siendo b el ancho del ala de cada perfil.

3.9. Separación entre los perfiles para la sección transversal

Como se trata de sustituir las barras de acero por perfiles, se consideró el mismo principio de separación entre las barras. Según lo establecido en la Fondonorma 1753-2006 “Proyecto y construcción de obras en concreto estructural”, en su capítulo 7 apartado 7.2.3, establece que la separación entre barras paralelas no será menor que el diámetro de la barra ni menor que 2,5 cm.

Para este caso de estudio como se trata de separación entre perfiles se consideró una separación S como se muestra en la figura (3.10) de 2,5 cm como mínimo, medido desde el borde del ala de cualquiera de los perfiles que se utilizaron como acero de refuerzo.

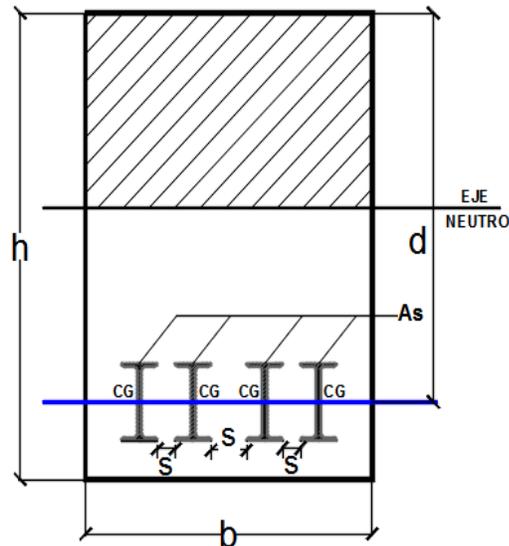


Figura 3. 10 Separación entre perfiles. Fuente: propia

3.10. Recubrimiento de cálculo

El acero de refuerzo debe tener un recubrimiento mínimo de protección. Según lo establecido en la tabla 7.2.4 de recubrimientos mínimos de la Fondonorma 1753-2006, las vigas tienen un recubrimiento mínimo de 4,0 cm, por lo tanto para este caso de estudio se usó un recubrimiento de 5,0 cm para garantizar la protección adecuada del acero de refuerzo. Sin embargo, para las vigas mixtas el recubrimiento de cálculo se utiliza con fines de protección del perfil.

Así como el recubrimiento de las barras se toma desde el baricentro de la misma, en el caso de los perfiles este debe medirse desde el centro de gravedad de cada perfil. Sin embargo, tomando esta consideración, dependiendo del tamaño del perfil pueden quedar fuera de la sección de concreto o no tener el recubrimiento mínimo necesario según la norma. Un ejemplo claro sería un perfil IPN 100, ya que al tomar el recubrimiento de 5,0 cm a partir de su centro de gravedad el elemento queda al mismo nivel de la fibra inferior de concreto como se muestra en la figura (3.11), es decir, no cumple con el recubrimiento mínimo de protección. De esta manera, si se utilizan perfiles de acero más grandes estos quedarían fuera de la sección de concreto. Esto genera un mal diseño de la sección como elemento de concreto armado y además permite la exposición del acero al ambiente, lo cual ocasionaría daños en el elemento y a su vez en la estructura.

Considerando lo anterior, el recubrimiento de cálculo (r_c) fue medido a partir del centro de gravedad (CG) de cada perfil hasta la fibra inferior o superior de la sección de concreto tomando en cuenta un recubrimiento de obra (r_o) como se indica en la figura 3.12.

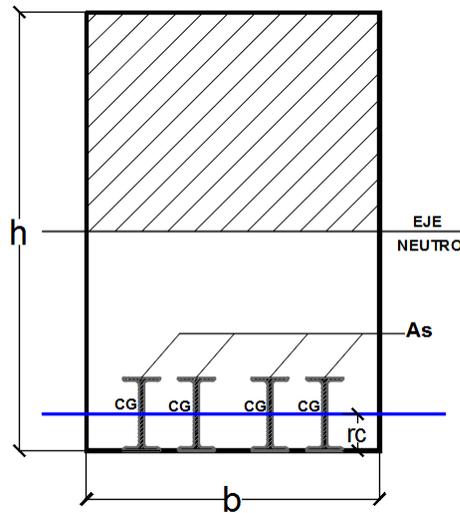


Figura 3. 11 Recubrimiento de cálculo a partir del centro de gravedad del perfil de acero estructural. Fuente: Propia.

Para que el perfil quedara completamente embutido en la sección de concreto sin importar su dimensión y cumpliendo con lo establecido en la norma, el recubrimiento de obra (r_o) fue medido a partir del ala inferior del perfil en la zona de tracción y para el caso de la zona en compresión este fue medido a partir del ala superior del perfil de acero estructural.

Por lo tanto el recubrimiento de cálculo de las fibras superior e inferior quedó definido con la ecuación (3.18):

$$rc = \frac{h_{perfil}}{2} + r_o \quad \text{Ecuación (3.18)}$$

En cuanto al recubrimiento lateral, este fue medido a partir del (CG) del perfil y de igual manera se tomó en cuenta el recubrimiento de obra (r_o) el cual se midió a partir borde del ala izquierda o derecha del perfil para garantizar que éste quedara totalmente embutido en la sección de concreto y cumpliera con el recubrimiento mínimo establecido por la norma.

De esta manera el recubrimiento de cálculo lateral quedo definido con la ecuación (3.19):

$$rc = \frac{\text{ancho de ala del perfil}}{2} + ro \quad \text{Ecuación (3.19)}$$

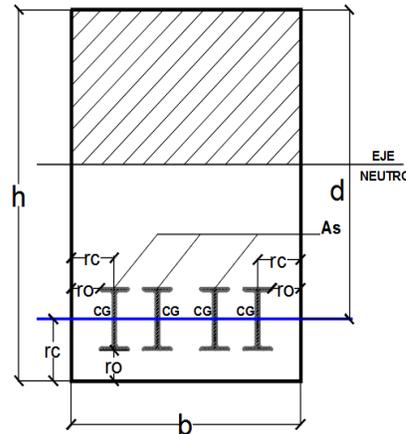


Figura 3. 12 Recubrimiento de cálculo a partir del centro de gravedad (CG) del perfil considerando el recubrimiento de obra (ro).

3.11. Ancho mínimo para cada combinación de perfiles

Para determinar el ancho mínimo de cada combinación de perfiles se utilizó la ecuación (3.20):

$$\text{Ancho min de seccion} = \text{ancho (b) de perfiles} + S + (2 * ro) \quad \text{Ecuación (3.20)}$$

Siendo S la separación entre perfiles la cual queda definida con la ecuación (3.21):

$$S = N^{\circ} \text{ perfiles} - 1 \quad \text{Ecuación (3.21)}$$

3.12. Diagrama Momento - Curvatura

A partir de la cantidad de acero a colocar en la sección de viga simple calculada con el predimensionamiento, se determinaron los valores de momento de agrietamiento (Ma), momento cedente (My) y momento último (Mu) como se muestra a continuación:

1.- Falla Balanceada

$$\varepsilon_y = \frac{F_y}{E_s} \quad \text{Ecuación (3.22)}$$

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{C_b} = \frac{\varepsilon_y}{d-C_b} \rightarrow C_b = \frac{\varepsilon_{cu} * d}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} \quad \text{Ecuación (3.23)}$$

$$a_b = \beta_1 * C_b \quad \text{Ecuación (3.24)}$$

$$C = 0,85 f'c * a_b * b \quad \text{Ecuación (3.25)}$$

$$T = A_s b * F_y \quad \text{Ecuación (3.26)}$$

Igualando las ecuaciones 3.25 y 3.26, tenemos:

$$A_s b = \frac{0,85 f'c * a_b * b}{F_y} \quad \text{Ecuación (3.27)}$$

Tomando en cuenta las siguientes consideraciones obtenemos el tipo de falla:

- a) $A_s < A_{s_b} \rightarrow$ *Sub – reforzada* \rightarrow *Falla a traccion (Falla Ductil)*
- b) $A_s > A_{s_b} \rightarrow$ *Sobre – reforzada* \rightarrow *Falla a compresion (Falla Fragil)*
- c) $A_s = A_{s_b} \rightarrow$ *Falla Balanceada*

Dependiendo del tipo de falla se determinan los valores de momento M_a , M_y y M_u . Asimismo, se calculan los valores de curvatura de la sección ϕ_a , ϕ_y , ϕ_u los cuales conforman el grafico momento – curvatura.

Al obtener el grafico para la viga simple, se hace el mismo procedimiento para la viga compuesta y se determinan sus respectivos valores de momento. Como la viga compuesta tiene perfiles como acero de refuerzo, se utilizó el valor correspondiente a la resistencia cedente del acero F_y dependiendo de la calidad del acero.

Utilizando el programa de cálculo se verificaron los valores de momento último (Mu) y se obtuvieron los gráficos momento – curvatura para cada una de las secciones.

Como se trata de determinar el comportamiento de la viga compuesta, se realizó una comparación entre los valores de momento último (Mu) para ambas vigas, con los cuales se verificó si la viga compuesta tiene igual o mayor resistencia y ductilidad que la viga simple. Este análisis se realizó tomando en cuenta las secciones con la mayor y menor cantidad de acero de todas las combinaciones y tipos de perfiles utilizados.

3.14. Adherencia entre el concreto y el perfil

Como bien sabemos los perfiles no tienen ninguna superficie rugosa en comparación con las barras de acero, sin embargo, siguiendo a McCormac (2002), como estos perfiles están completamente embebidos en la sección de concreto el área de contacto entre ambos materiales aumenta debido al tamaño del perfil. Por lo tanto, no existe posibilidad de deslizamiento entre ellos y no es necesario colocar ningún tipo de perno para garantizar adherencia, para este caso en particular consideramos adherencia perfecta entre el perfil y la sección de concreto.

3.15. Cálculo de carga última

Siguiendo la teoría de rotura para secciones rectangulares sometidas a flexión pura como se muestra en la figura 3.13, se realizó el siguiente análisis para el cálculo de la carga ultima de forma inversa y de este modo determinar la deflexión, es decir, partiendo del el área de acero obtenida en la transformación de las barras a perfiles de acero estructural.

➤ Resultante de tracción

$$T = A_s * f_{su} \quad \text{Ecuación (3.28)}$$

- Resultante de compresión

$$C_c = \beta_1 * \beta_3 * f'c * (k_u * d * b) \quad \text{Ecuación (3.29)}$$

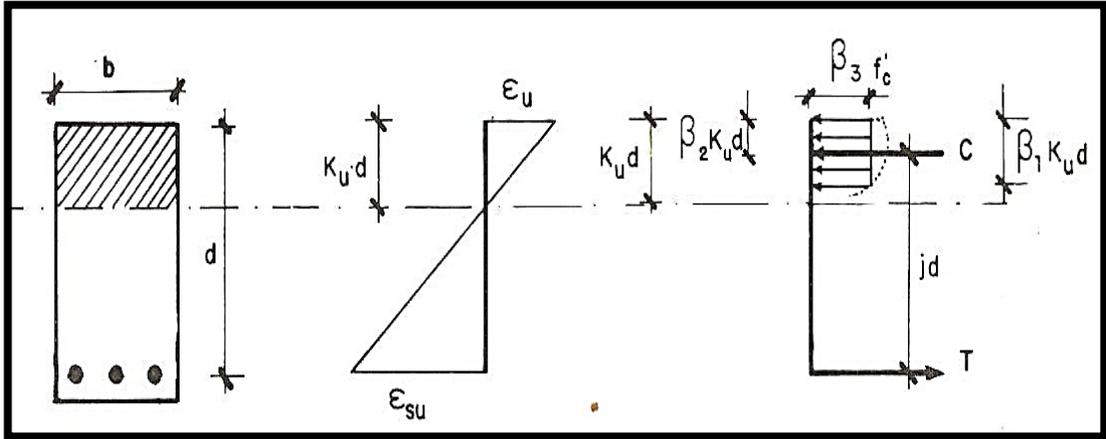


Figura 3. 13 Análisis de una sección de concreto armado sometida a flexión pura

- Brazo mecánico

$$jd = d - \beta_2 * k_u * d \quad \text{Ecuación (3.30)}$$

- Momento de agotamiento

$$\phi \overline{Mu} = T * jd * \phi \quad \text{Ecuación (3.31)}$$

De igualar la resultante en compresión con la tracción para lograr el equilibrio y usando la expresión del porcentaje de acero $\rho = \frac{A_s}{b*d}$ obtenemos la profundidad del eje neutro.

$$k_u = \rho * \frac{f_{su}}{\beta_1 * \beta_3 * f'c} \quad \text{Ecuación (3.32)}$$

$$\omega = \frac{A_s * f_{su}}{b * d * f'c} \quad \text{Ecuación (3.33)}$$

$$k_u = \frac{\omega}{\beta_1 * \beta_3} \quad \text{Ecuación (3.34)}$$

Se llama a ω cuantía mecánica.

Por otra parte, por la hipótesis de distribución de deformaciones lineal tenemos:

$$k_u = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u + \varepsilon_{su}} \quad \text{Ecuación (3.35)}$$

Igualando las ecuaciones 3.32 y 3.35 queda:

$$\rho * \frac{f_{su}}{\beta_1 * \beta_3 * f'c} = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u + \varepsilon_{su}} \quad \text{Ecuación (3.36)}$$

Sabiendo que el esfuerzo del acero en el rango elástico es:

$$f_{su} = E_s * \varepsilon_{su} \quad \text{Ecuación (3.37)}$$

Sustituyendo la ecuación 3.37 en la ecuación 3.36, tenemos:

$$\rho * \frac{\varepsilon_{su} * E_s * (\varepsilon_u + \varepsilon_{su})}{\beta_1 * \beta_3 * f'c} = \varepsilon_u \quad \text{Ecuación (3.38)}$$

De esta ecuación se despeja ε_{su} quedando de la siguiente manera:

$$\varepsilon_{su} = \frac{-\varepsilon_u + \sqrt{(\varepsilon_u)^2 + \frac{4 * \varepsilon_u * \beta_1 * \beta_3 * f'c}{\rho * E_s}}}{2} \quad \text{Ecuación (3.39)}$$

y se calcula el esfuerzo del trabajo f_{su} del acero, sustituyendo en la siguiente ecuación:

$$f_{su} = \frac{F_y}{2} \left[\left(1 + \frac{\varepsilon_{su}}{\varepsilon_y} \right) - \left(1 - \frac{\varepsilon_{su}}{\varepsilon_y} \right) \right] \quad \text{Ecuación (3.40)}$$

Cuando $\varepsilon_{su} > \varepsilon_y$, $f_{su} = f_y$, se puede despejar de la ecuación 3.36 el valor de ρ siendo este el porcentaje de acero que produce una falla balanceada.

$$\rho_b = \beta_1 * \beta_3 * \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u + \varepsilon_{su}} * \frac{f'c}{f_y} \quad \text{Ecuación (3.41)}$$

$$\omega_b = \beta_1 * \beta_3 * \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u + \varepsilon_{su}} \quad \text{Ecuación (3.42)}$$

Tomando momentos respecto a la resultante de compresión queda:

$$\phi \overline{M}_u = A_s * f_{su} * d * (1 - \beta_2 * ku) \phi \quad \text{Ecuación (3.43)}$$

Obtenido el valor de momento de la viga compuesta según el procedimiento anterior, se consideró como se muestra en la ecuación 3.44, que el momento resistente era igual al momento actuante de la viga. De esta manera, se tomó como condición que la viga esté simplemente apoyada, con lo cual se puede obtener el máximo valor de momento resistido, ya que no se transmiten esfuerzos a las columnas y para ello el momento actuante se obtiene según la ecuación 3.45:

$$M_{actuante} = \phi \overline{M}_u = A_s * f_{su} * d * (1 - \beta_2 * ku) \phi \quad \text{Ecuación (3.44)}$$

$$M_{actuante} = \frac{q_u * (Lv)^2}{8} \quad \text{Ecuación (3.45)}$$

Igualando las ecuaciones 3.44 y 3.45, obtenemos la carga máxima resistida por la sección con la ecuación 3.46:

$$q_u = \frac{8 * (A_s * f_{su} * d * (1 - \beta_2 * ku) \phi)}{(Lv)^2} \quad \text{Ecuación (3.46)}$$

Como ya se tiene la carga última resistida y las dimensiones de la viga compuesta a partir de las cantidades de acero de cada combinación y tipos de perfiles, se hace el mismo procedimiento inverso para las combinaciones en barras. Utilizando el programa de cálculo se realizaron los modelos para las distintas combinaciones de perfiles y se determinó la deflexión en cada caso.

3.16. Cálculo de deflexiones

a) Características de la sección

$$I_g = \frac{b * h^3}{12} \quad \text{Ecuación (3.47)}$$

$$n\rho = \frac{Es}{Ec} * \frac{As}{b*d} \quad \text{Ecuación (3.48)}$$

b) Profundidad específica del eje neutro

$$K = -n\rho + \sqrt{(n\rho)^2 + 2n\rho} \quad \text{Ecuación (3.49)}$$

c) Momento de inercia de la sección agrietada

$$I_{cr} = \left[\frac{K^3}{3} + n\rho * (1 - K)^2 \right] * b * d^3 \quad \text{Ecuación (3.50)}$$

por norma:

$$fr = 2\sqrt{f'c} \quad \text{Ecuación (3.51)}$$

$$Yt = \frac{h}{2} \quad \text{Ecuación (352)}$$

$$Mr = \frac{fr * Ig}{Yt} \quad \text{Ecuación (3.53)}$$

d) Momento por carga permanente y carga variable.

$$M_{CP} = \frac{q * L^2}{8} \quad \text{Ecuación (3.54)}$$

$$M_{CP+CV} = \frac{q * L^2}{8} \quad \text{Ecuación (3.55)}$$

e) Momento de inercia efectivo

$$I_e^{CP} = \left(\frac{M_{cr}}{M_{CP}} \right)^3 * Ig + \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_{CP}} \right)^3 \right) * I_{cr} \frac{q * L^2}{8} \quad \text{Ecuación (3.56)}$$

$$I_e^{CP+CV} = \left(\frac{M_{cr}}{M_{CP+CV}} \right)^3 * Ig + \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_{CP+CV}} \right)^3 \right) * I_{cr} \quad \text{Ecuación (3.57)}$$

Se verifica que $I_e^{CP} < Ig$ y se calcula la deflexión máxima por carga permanente y la deflexión máxima por carga permanente más carga variable.

f) Deflexiones máximas

$$\Delta_i^{CP} = \frac{5 * L^4 * q}{384 * E * I_e^{CP}} \quad \text{Ecuación (3.58)}$$

$$\Delta_i^{CP+CV} = \frac{5 \cdot L^4 \cdot q}{384 \cdot E \cdot I_e^{CP+CV}} \quad \text{Ecuación (3.59)}$$

$$\Delta_i^{CV} = \Delta_i^{CP} - \Delta_i^{CP+CV} \quad \text{Ecuación (3.60)}$$

Al obtener Δ_i^{CV} se compara con la deflexión máxima permisible de la Fondonorma 1753-2006 en su sección 9.6.2, para los siguientes casos:

$$\text{Techo: } \frac{L}{180} \quad \text{Ecuación (3.61)}$$

$$\text{Piso: } \frac{L}{360} \quad \text{Ecuación (3.62)}$$

CAPITULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1. Diseño de la viga simple

Para realizar el diseño de la viga simple, se consideró lo establecido en la sección 3.4.1. De esta manera la sección quedó definida como se muestra en la figura 4.1:

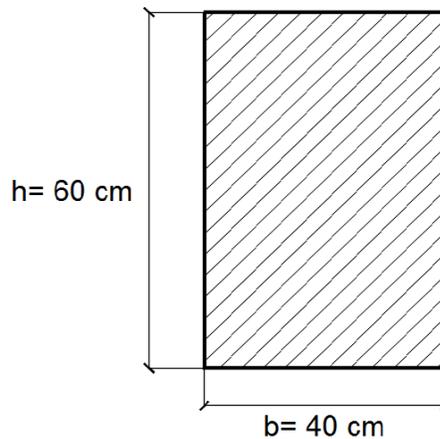


Figura 4. 1 Sección transversal de viga

4.2. Análisis de cargas

Para el diseño y según las dimensiones establecidas en la figura 4.2, se consideró una losa nervada simplemente apoyada en sus extremos y armada en una dirección, ya que la relación $L_{Larga}/L_{Corta} = 2$. En este caso la transmisión de las cargas y esfuerzos se realiza según la luz más corta.

Por lo tanto según la tabla 3.1 la altura quedó definida como:

$$h = \frac{Luz}{16}$$

$$h = \frac{3,0 m}{16} = 0,1875 m$$

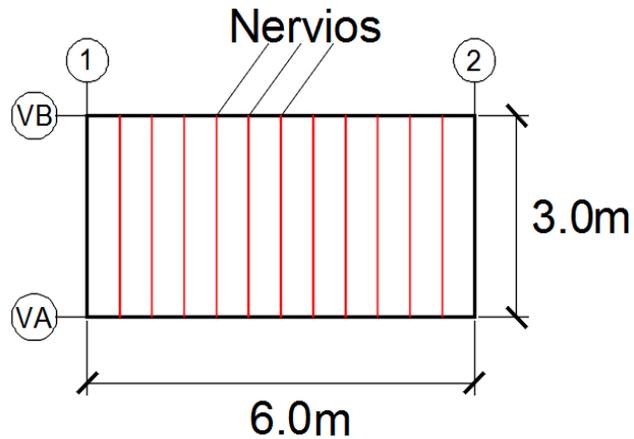


Figura 4. 2 Losa nervada armada en una dirección

Como el espesor de la losa obtenido con este predimensionamiento es menor a lo establecido en la Norma 2002-1988 en su capítulo 4, en el cual se establecen pesos unitarios para espesores comprendidos entre 0,20 m y 0,35 m, se seleccionó una altura de losa $h=0,20$ m

1.-Cálculo de carga mayorada

Las cargas permanentes y variables de la losa se consideraron según la norma COVENIN 2002-88 y se resumen en la tabla 4.1:

Tabla 4. 1 Cargas permanentes y variables provenientes de la losa

Cargas de Losa	(kg/m)
Peso Propio	270
Acabado Superior	100
Acabado Inferior	30
Tabiques	230
CP TOTAL LOSA	630
CV_{LOSA}	300

La carga permanente total proveniente de la losa quedo definida según la ecuación (3.1).

El peso propio de la viga se calculó con la ecuación 3.2, quedando definida como se muestra a continuación:

Carga Permanente de la viga	(kg/m)
Peso Propio	576

Al tener definidas las cargas permanentes y variables se calculó la carga total mayorada según la ecuación 3.5. Asimismo, se calculó el valor de momento flector de la sección según la ecuación 3.6, como se muestra en la tabla 4.2:

Tabla 4. 2 Carga total mayorada

Carga Total de Viga	
Cargas	kg/m
Permanente	1206
Variable	300
Mayorada	1927
Mu+ (kg-m)	8672

4.3. Resultados obtenidos utilizando el programa de cálculo.

Considerando los parámetros anteriormente descritos en cuanto a las dimensiones, características de los materiales y sollicitaciones, se verificó el valor de momento de la viga simple utilizando el programa de cálculo con la finalidad de que dicho valor teórico esté en el mismo orden del valor arrojado por el programa. En la figura 4.3 se muestra el diagrama de momento.

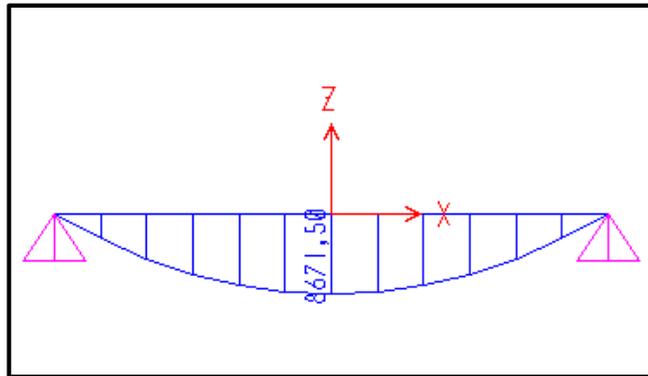


Figura 4. 3 Viga articulada

En la tabla 4.3, se comparan los valores de momento obtenidos con los dos métodos, de lo cual podemos observar que los valores de momento son iguales demostrando que los cálculos realizados son correctos.

Tabla 4.3 Valores de momentos de viga articulada y viga empotrada.

Método	Viga	Ubicación	Momento (kg-m)
Formulas	Articulada	Tramo AB	8672
Programa			8672

4.4. Cálculo del acero de refuerzo

Tomando en cuenta las características en cuanto a dimensiones de la sección y coeficientes necesarios para la teoría de rotura según la tabla 4.4, se realizó el cálculo del acero de refuerzo como se muestra en la tabla resumen 4.5.

Tabla 4. 4 Coeficientes para teoría de rotura

ϵ_u	0,003
ϵ_y	0,002
β_1	0,85
β_3	0,85
Φ	0,9

Tabla 4. 5 Predimensionamiento de la viga simple

DISEÑO A FLEXION POR TEORIA DE ROTURA										
Mu+ (kg.m)	ω_b	ω_{max}	μ_{max}	μ_i	ω_i	Falla	Jui	As (cm ²)	Asmin (cm ²)	As Colocar(cm ²)
8672	0,4335	0,3251	0,2367	0,0256	0,0289	Traccion	0,9830	4,24	7,33	2 Φ 7/8"

Al obtener la cantidad de acero requerido por la sección y tomando en cuenta lo dispuesto en la norma 1753–2006 en su capítulo 18, que el As calculada < Asmín, se colocará Asmín como acero de refuerzo, ya que no se puede colocar un área de acero menor a esta.

➤ **Área de acero a colocar**

El área de acero a colocar debe ser superior al acero requerido, pero en cuya combinación de barras no se coloque “una barra más”. Utilizando la tabla 3.2 *Propiedades de cabillas y sus combinaciones* Osers (1988), el acero a colocar será:

$$2\Phi 7/8" = 7,76 \text{ cm}^2$$

En el caso de los perfiles se siguió este mismo principio de las barras para la colocación del acero, es decir, utilizar una combinación de perfiles que no exceda en cantidad de acero a un perfil más de los colocados en la combinación.

4.5. Transformación del acero en barras a perfiles de acero estructural.

Para realizar la transformación del acero en barras a perfiles de acero estructural se consideró igualar las fuerzas de tracción de dos secciones, una donde el acero de refuerzo son barras y en la otra son perfiles. De esta manera, al igualar ambas fuerzas de tracción como se muestra en la ecuación 3.17 podemos despejar el área de acero requerida en perfiles,

tomando en cuenta la resistencia cedente del acero (f_y) de cada uno de los materiales.

$$T_{barras} = T_{perfil} \quad \text{Ecuación (3.17)}$$

$$A_{sb} * f_{yb} = A_{sp} * f_{yp}$$

Despejando el área de acero requerida por el perfil (A_{sp}), tenemos la ecuación 3.18 con la cual se calculó el área de acero para F_y de 2500 kg/cm² y 3500 kg/cm²:

$$A_{sp} = \frac{A_{sb} * f_{yb}}{f_{yp}} \quad \text{Ecuación (3.18)}$$

$$A_{sp}(2500) = \frac{7,76 \text{ cm}^2 * 4200 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)}{2500 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)} \quad \text{Ecuación (3.18 a)}$$

$$A_{sp}(2500) = 13,036 \text{ cm}^2$$

$$A_{sp}(3500) = \frac{7,76 \text{ cm}^2 * 4200 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)}{3500 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)} \quad \text{Ecuación (3.18 b)}$$

$$A_{sp}(3500) = 9,312 \text{ cm}^2$$

4.6. Perfiles de acero estructural

Al tener la cantidad de acero a colocar en barras transformadas a perfiles de acero estructural para un determinado límite elástico f_y , se procedió a seleccionar una combinación adecuada de perfiles como se muestra en la tabla 4.6. Las combinaciones se realizaron entre un mismo tipo de perfil, independientemente del tamaño entre ellos para que cumplieran con la cantidad de acero requerido.

Para los perfiles seleccionados IPN, IPE, UPN y UPL, se consideraron las secciones con alturas desde 60 mm hasta 140 mm por ser las secciones con cantidades de acero pequeñas.

Tabla 4. 6 Combinaciones de perfiles de acero

	Perfil	Fy (kg/cm ²)	As req (cm ²)	Nº de perfiles	As colocar (cm ²)
SIDETUR	IPN	2500	13,037	2 IPN 80	15,54
		3500	9,312	2 IPN 60	10,7
	UPL	2500	13,037	2 UPL 80	15,5
		3500	9,312	2 UPL 80	15,5
SABIMET	UPN	2500	13,037	2 UPN 80	22
	IPE	2500	13,037	2 IPE 80	15,28

Como se puede observar la combinación seleccionada se realizó mínimo con dos perfiles metálicos, esto se debe a que hay que tomar en cuenta la simetría en cuanto a la colocación del acero, ya que los esfuerzos que la sección de concreto soporta deben ser distribuidos de manera uniforme y así evitar que ocurra cierta torsión del elemento estructural por el peso del perfil.

Además de ello se realizó el cálculo de la anchura mínima donde deben ser colocados dichos perfiles como se muestra en la tabla 4.7, considerando lo establecido en el capítulo 3 en cuanto a la separación y recubrimiento mínimo para vigas compuestas.

Como para todas las combinaciones realizadas el ancho mínimo es de 25 cm, las dimensiones de la sección transversal consideradas inicialmente para la viga simple diseñada no varían, por lo tanto las dimensiones de la viga compuesta tampoco. En caso de que la anchura para la sección compuesta fuese mayor, se toma el mismo valor para ambas vigas y se calcula el nuevo valor de h, considerando la relación ancho/altura = 0,65. De tal manera, que ambas secciones tengan las mismas dimensiones y

cantidades de acero equivalentes en barras y perfiles para comparar su comportamiento.

Tabla 4. 7 Ancho mínimo para cada combinación de perfiles

Nº de perfiles	Ancho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de sección (cm)	Ancho mínimo de sección (cm)
2 IPN 80	8,4	2,5	5	20,90	25
2 IPN 60	6,8	2,5	5	19,30	25
2 UPL 80	7	2,5	5	19,50	25
2 UPL 80	7	2,5	5	19,50	25
2 UPN 80	9	2,5	5	21,50	25
2 UPN 80	9	2,5	5	21,50	25
2 IPE 80	9,2	2,5	5	21,70	25
2 IPE 80	9,2	2,5	5	21,70	25

4.7. Diagrama momento – curvatura

Para determinar el comportamiento de la viga simple y la viga compuesta, se realizó el cálculo de los valores de momento de agrietamiento, momento cedente y momento último que resisten cada una de las secciones siguiendo lo establecido en la sección 3.12 del presente documento.

Como se puede observar en la tabla 4.8 se realizó la verificación de la condición balanceada para determinar el tipo de falla de la viga simple y la viga compuesta con los distintos tipos de perfiles. De este análisis se obtuvo que ambas secciones tienen el mismo modo de falla, debido a que el contenido de acero es bajo en comparación al contenido de acero para la condición balanceada, siendo este el tipo de falla deseada.

Tabla 4. 8 Modo de falla de la viga simple y la viga compuesta.

		AREA Y TIPO DE ACERO A COLOCAR		VERIFICACION DE LA CONDICION BALANCEADA PARA CONOCER EL TIPO DE FALLA					
		Perfil	Fy (kg/cm ²)	As colocar (cm ²)	Cb (cm)	ab (cm)	Igualando	Asb (cm ²)	Falla
VIGA COMPUESTA	IPN	2500	15,54	42,39	36,03	T = C	137,19	TRACCION	
		3500	10,70	38,82	33,00	T = C	89,76	TRACCION	
	UPL	2500	15,50	42,39	36,03	T = C	137,19	TRACCION	
		3500	15,50	38,82	33,00	T = C	89,76	TRACCION	
	UPN	2500	22,00	42,39	36,03	T = C	137,19	TRACCION	
	IPE	2500	15,28	42,39	36,03	T = C	137,19	TRACCION	
VIGA SIMPLE		4200	7,76	36,67	31,17	T = C	70,644	TRACCION	

Como la falla es a tracción, para generar el grafico momento - curvatura se calculan los valores de momento de agrietamiento, momento cedente y momento último.

Tabla 4. 9 Momento de agrietamiento y curvatura

		SECCION TRANSFORMADA						
		Perfil	n	Area (cm ²)	\bar{y}	I (cm ⁴)	Ma (kg-m)	ϕ_a
VIGA COMPUESTA	IPN	8	2508,78	28,743	798793	9301	4,6082E-06	
			2474,90	29,12	772006	8872	4,5481E-06	
	UPL		2508,50	28,75	798564	9297	4,6077E-06	
			2508,50	28,75	798564	9297	4,6077E-06	
	UPN		2554,00	28,25	837524	9921	4,6883E-06	
	IPE		2506,96	28,76	797305	9277	4,6049E-06	
VIGA SIMPLE			2454,32	29,36	756704	8626	4,5115E-06	

En la tabla 4.9 se calculó el momento de agrietamiento de cada una de las secciones utilizando el método de la sección transformada, para así determinar cuando el concreto agota su resistencia a la tracción.

Podemos observar con la aplicación de este método, que a mayor cuantía de acero la resistencia del concreto a la tracción es mayor. Para este caso la sección compuesta con perfiles UPN es la que tiene mayor resistencia que el resto de las secciones, debido a la rigidez que aporta el perfil.

Tabla 4. 10 Comportamiento de la sección

		VERIFICACION DE CONDICION DE LINEALIDAD PARA MOMENTO CEDENTE (My)						
Perfil		ρ	k	kd (cm)	ϵ_c	Fc (kg/cm ²)	0,70* f'c	CONDICION
VIGA COMPUESTA	IPN	0,00706	0,244	13,439	0,000385	97,26	196	LINEAL
		0,00486	0,201	11,058	0,000419	105,97	196	LINEAL
	UPL	0,00705	0,244	13,421	0,000384	97,09	196	LINEAL
		0,00705	0,244	13,421	0,000538	135,92	196	LINEAL
	UPN	0,01000	0,294	16,167	0,000496	125,23	196	LINEAL
IPE	0,00695	0,242	13,320	0,000380	96,13	196	LINEAL	
VIGA SIMPLE		0,00353	0,170	9,368	0,000411	103,75	196	LINEAL

En la tabla 4.10 se verifica la condición de linealidad suponiendo un comportamiento elástico del concreto para el cálculo del momento cedente del acero.

Tabla 4. 11 Momento cedente y Momento último.

		MOMENTO CEDENTE (My)		MOMENTO ULTIMO (Mu)	
Perfil		My (kg-m)	ϕ_y	Mu (kg-m)	ϕ_u
VIGA COMPUESTA	IPN	13207	2,8644E-05	20575	0,000833
		12027	3,7929E-05	19861	0,000864
	UPL	13167	2,8631E-05	20524	0,000835
		18434	4,0084E-05	28292	0,000597
	UPN	20087	3,0656E-05	28661	0,000589
IPE	12947	2,8562E-05	20244	0,000847	
VIGA SIMPLE		10085	4,3829E-05	17368	0,000993

Debido a que todas las secciones cumplen con la condición de linealidad, se realizó el cálculo del momento cedente del acero como se muestra en la tabla 4.11. En este caso se demuestra que a partir del agrietamiento el comportamiento de la sección solo depende de la cuantía de acero, ya que al aumentar el valor de momento la rigidez a flexión del concreto se reduce y comienza a trabajar el acero de refuerzo de la sección hasta el punto de cedencia.

En la tabla anterior se observa que la viga compuesta con perfiles UPN es la que presenta una cuantía de acero mayor, y que para el caso de

los perfiles UPL, donde se estudia para un $F_y=2500$ y un $F_y=3500$, se demuestra que el momento cedente es mayor a medida que la distancia de la fibra más comprimida al eje neutro lo sea, es decir, mientras la cantidad de acero sea mayor.

Asimismo, se realizó el cálculo del momento último de agotamiento para cada una de las secciones. Los valores obtenidos en la tabla 4.11 indican que la sección de viga compuesta tiene mayor capacidad de resistir esfuerzos que la viga simple debido al tipo y cantidad de acero.

Tabla 4. 12 Ductilidad de la sección.

	Perfil	ϕ_u	ϕ_y	Ductilidad
VIGA COMPUESTA	IPN	8,3315E-04	2,8644E-05	29,09
		8,6430E-04	3,7929E-05	22,79
	UPL	8,3530E-04	2,8631E-05	29,17
		5,9665E-04	4,0084E-05	14,88
	UPN	5,8851E-04	3,0656E-05	19,20
	IPE	8,4733E-04	2,8562E-05	29,67
VIGA SIMPLE		9,9313E-04	4,3829E-05	22,66

Los valores de ductilidad obtenidos en la tabla 4.12 indican que los elementos se deformaron sin aumento de la tensión, lo cual es adecuado en las vigas para que no ocurra una falla frágil.

En el gráfico 01 podemos observar el comportamiento de la viga simple y las vigas compuestas por los perfiles IPN, UPL, UPN e IPE de acuerdo la resistencia cedente del acero (F_y). La viga simple presenta una menor resistencia que cualquiera de las secciones de viga compuesta, debido a que la cantidad de acero es menor. De igual forma se puede observar que las vigas compuestas por perfiles UPL 3500 y UPN 2500 arrojaron mayores valores de resistencia, verificando que este parámetro no

depende únicamente de la resistencia cedente del acero (F_y) sino también de la cantidad de acero a colocar.

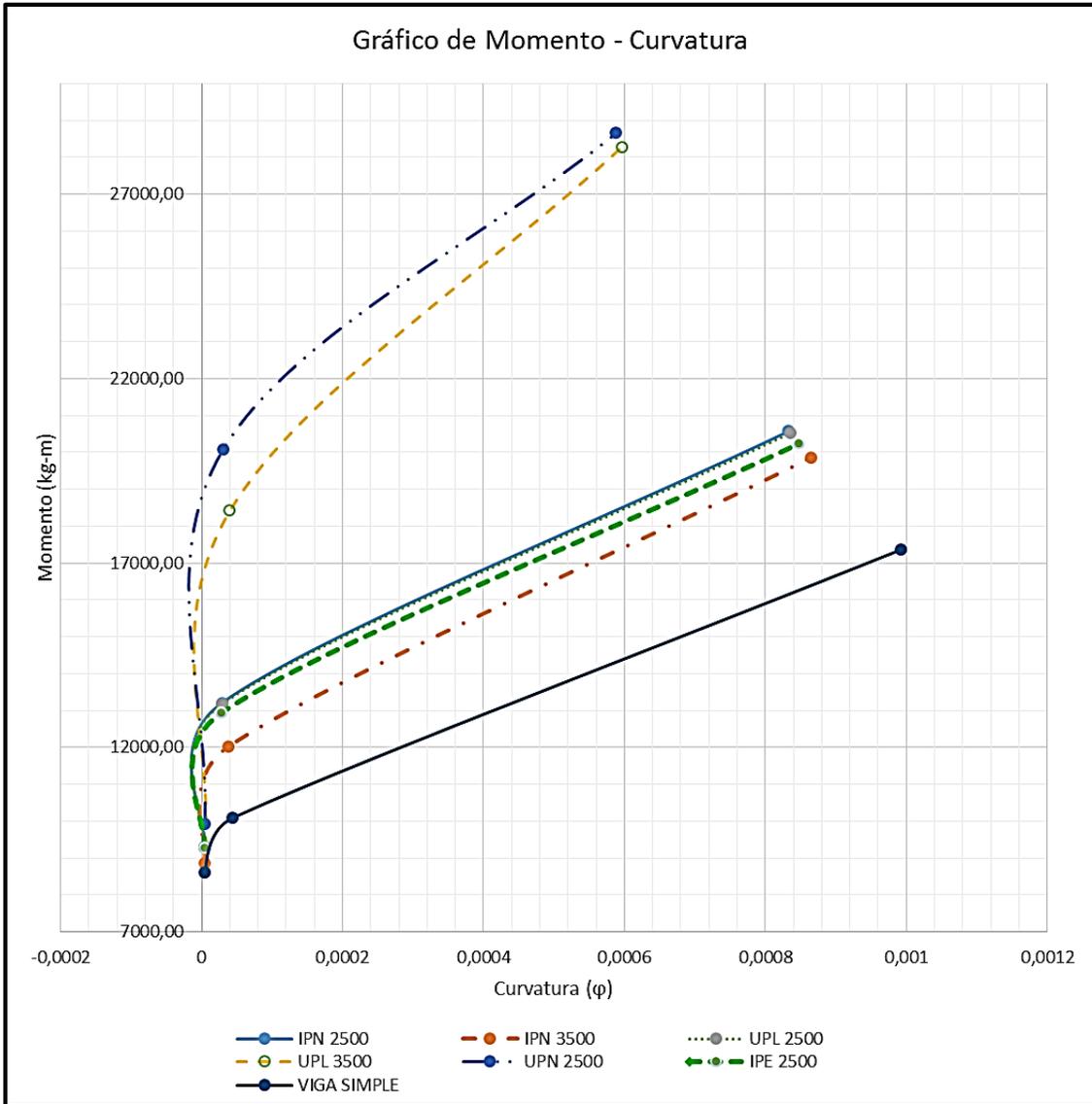


Gráfico 01. Momento Último- Curvatura

Además, se observó como las vigas compuestas IPN 2500 y UPL 2500 arrojan valores muy cercanos, lo cual ocurre debido a que ambas vigas cuentan con la misma resistencia cedente y un área de acero a colocar muy cercana de 15,54 y 15,50 cm^2 respectivamente.

4.8. Deflexión de la viga simple y la viga compuesta

Siguiendo el procedimiento de la sección 3.16, se realizó el cálculo de las deflexiones máximas para la viga simple y para cada una de las secciones de viga compuesta. En la tabla 4.13, se muestran los parámetros que definen la sección:

Tabla 4. 13 Características de la sección

CARACTERISTICAS DE LA SECCION	
b (cm)	40
h (cm)	60
f'c (kg/cm ²)	280
Es (kg/cm ²)	2100000
Ec (kg/cm ²)	252671
L (cm)	600
Qcp (kg/m)	1206
Qcp+cv (kg/m)	1506

En la tabla 4.14 se presentan los valores de esfuerzo cedente, área de acero, recubrimiento y altura útil de cada una de las secciones. Los valores de recubrimiento varían dependiendo del tamaño del perfil y por consiguiente la altura útil de la sección.

Tabla 4. 14 Valores de esfuerzo cedente, área de acero, recubrimiento y altura útil

VIGA	Fy (kg/cm ²)	As (cm ²)	r (cm)	d (cm)
SIMPLE	4200	7,76	5	55
COMPUESTA PERFIL IPN	2500	15,54	9	51
	3500	10,70	8	52
COMPUESTA PERFIL IPN	2500	15,50	9	51
	3500	15,50	9	51
COMPUESTA PERFIL IPN	2500	22,00	9	51
COMPUESTA PERFIL IPN	2500	15,28	9	51

Tabla 4. 15 Momentos de inercia efectivos

	VIGA SIMPLE	VIGA COMPUESTA PERFIL IPN		VIGA COMPUESTA PERFIL UPL		VIGA COMPUESTA PERFIL UPN	VIGA COMPUESTA PERFIL IPE
I_g (cm ⁴)	720000	720000	720000	720000	720000	720000	720000
np	0,03	0,06	0,04	0,06	0,06	0,09	0,06
k	0,21	0,3	0,25	0,3	0,3	0,34	0,3
I_{cr} (cm ⁴)	142270	212355	164543	211929	211929	276658	209578
Fr (kg/cm ²)	33,47	33,47	33,47	33,47	33,47	33,47	33,47
yt (cm)	30	30	30	30	30	30	30
Mcr (kg-m)	803194	803194	803194	803194	803194	803194	803194
Mcp (kg-m)	5427	5427	5427	5427	5427	5427	5427
Mcp+cv (kg-m)	6777	6777	6777	6777	6777	6777	6777
I_e (cp) (cm ⁴)	2015134	1858019	1965204	1858974	1858974	1713869	1864244
I_e (cp+cv) (cm ⁴)	1104044	1057455	1089239	1057739	1057739	1014711	1059301

En la tabla 4.15 se calculó para cada una de las secciones los momentos de inercia efectivos por carga permanente y por carga permanente más carga variable, con los cuales se determinó la flecha máxima para cada sección.

Tabla 4. 16 Valores máximos de deflexión para cada sección.

VIGA	Δi^{cp} (cm)	Δi^{cp+cv} (cm)	Δi^{cv} (cm)	POR NORMA	
				TECHO (cm)	PISO (cm)
SIMPLE	0,040	0,091	0,051	CUMPLE	CUMPLE
COMPUESTA PERFIL IPN	0,043	0,095	0,052	CUMPLE	CUMPLE
	0,041	0,092	0,051	CUMPLE	CUMPLE
COMPUESTA PERFIL IPN	0,043	0,095	0,052	CUMPLE	CUMPLE
	0,043	0,095	0,052	CUMPLE	CUMPLE
COMPUESTA PERFIL IPN	0,047	0,099	0,052	CUMPLE	CUMPLE
COMPUESTA PERFIL IPN	0,043	0,095	0,052	CUMPLE	CUMPLE

En la tabla 4.16 se representan los valores de deflexión máxima para cada sección estudiada. Comparando los valores de deflexión máxima debido a la carga variable Δi^{cv} con establecido en la Fondonorma 1753-2006 en su apartado 9.6.2, para flechas instantáneas debidas a carga variable, tenemos que las secciones cumplen con el control de flecha para techo y piso.

4.9. Tablas de dimensiones mínimas de secciones con perfiles

Siguiendo el mismo procedimiento del caso anterior, se realizó la transformación de las barras de 1" hasta barras de 5/8" y sus distintas combinaciones entre sí, utilizando la tabla 3.2 extraída del Flujograma de cálculo de concreto armado, Osers (1988).

De esta manera se obtuvieron las dimensiones mínimas anchura y alto de la sección donde caben las distintas combinaciones de perfiles considerando para la transformación de las barras a perfiles la resistencia cedente del acero (F_y).

COMBINACIONES DE PERFILES

COLOCACION DE ACEROS

TABLAS

Generalmente al realizar el diseño de una viga, se determina el área mínima necesaria de acero de la sección, fijando posteriormente el tamaño de los perfiles correspondientes a estos requerimientos mínimos.

En las páginas siguientes se han tabulado diferentes perfiles que existen actualmente en el mercado. En el encabezado está el esfuerzo cedente para las barras y para el perfil de acero estructural. Además se encuentran los tamaños de perfiles utilizados, el ancho y el área de acero para cada uno.

Las combinaciones de barras desde 1" hasta 5/8" fueron transformadas a perfiles de acero estructural IPN y UPL con F_y 2500 y F_y 3500 respectivamente, y a perfiles UPN e IPE con F_y 2500, con la finalidad de ser utilizados en edificios de gran envergadura. Las combinaciones de barras de 1/2" y 3/8" fueron transformadas a perfiles ángulos de alas iguales para ser utilizados en viviendas unifamiliares.

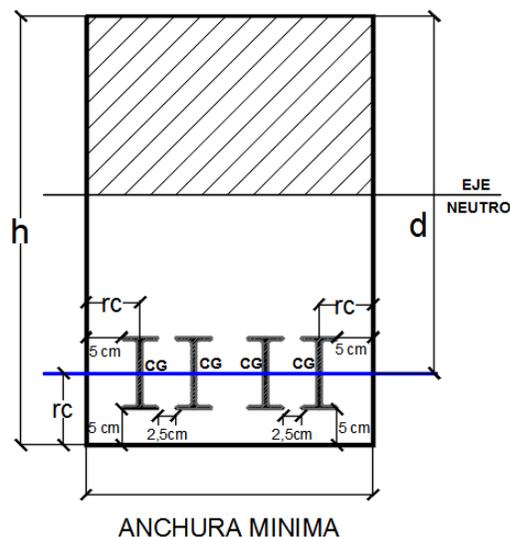
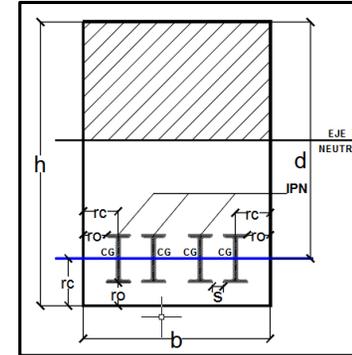


Tabla 4. 17 Ancho mínimo de perfiles IPN con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$ para combinaciones de barras de un mismo diámetro.

ESFUERZO CEDENTE DEL ACERO (F_y)	
BARRAS	PERFIL
F_y (kg/cm^2)	F_y (kg/cm^2)
4200	2500

DESIGNACION	ANCHO DEL PERFIL (cm)	Area (cm^2)
IPN 60	3,4	5,35
IPN 80	4,2	7,77
IPN 100	5,0	10,62
IPN 120	5,8	14,2
IPN 140	6,6	18,2



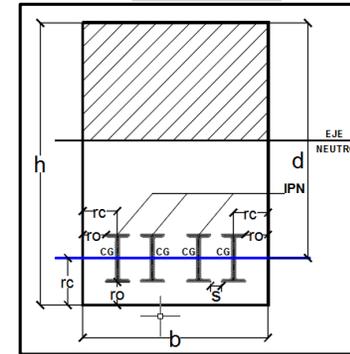
BARRAS			PERFILES								
ϕ	Nº	Acero en barras (cm^2)	Acero Transformado (cm^2)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm^2)	Ancho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho minimo de seccion (cm)	Ancho minimo constructivo (cm)	h (cm)
1"	1	5,07	8,52	2 IPN 60	10,7	6,8	2,5	5	19,3	25	40
	2	10,13	17,02	4 IPN 60	21,4	13,6	2,5	5	31,1	35	55
	3	15,2	25,54	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,7	35	55
	4	20,27	34,05	2 IPN 140	36,4	13,2	2,5	5	25,7	30	50
	5	25,34	42,57	2 IPN 120 + 2 IPN 80	43,94	20	2,5	5	37,5	40	65
	6	30,4	51,07	2 IPN 100 + 4 IPN 80	52,32	26,8	2,5	5	44,3	45	70
	7	35,47	59,59	2 IPN 140 + 2 IPN 120	64,8	24,8	2,5	5	42,3	45	70
	8	40,54	68,11	4 IPN 140	72,8	26,4	2,5	5	43,9	45	70
	9	45,6	76,61	4 IPN 120 + 2 IPN 100	78,04	33,2	2,5	5	55,7	60	95
	10	50,67	85,13	2 IPN 140 + 4 IPN 120	93,2	36,4	2,5	5	58,9	60	95

BARRAS			PERFILES								
ϕ	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	Ancho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho minimo de seccion (cm)	Ancho minimo constructivo (cm)	h (cm)
7/8"	1	3,88	6,52	2 IPN 60	10,7	6,8	2,5	5	19,3	25	40
	2	7,76	13,04	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,9	25	40
	3	11,64	19,56	4 IPN 60	21,4	13,6	2,5	5	31,1	35	55
	4	15,52	26,07	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,7	35	55
	5	19,39	32,58	2 IPN 140	36,4	13,2	2,5	5	25,7	30	50
	6	23,27	39,09	2 IPN 120 + 2 IPN 60	39,1	18,4	2,5	5	40,9	45	70
	7	27,15	45,61	2 IPN 140 + 2 IPN 60	47,1	20	2,5	5	37,5	40	65
	8	31,03	52,13	2 IPN 100 + 4 IPN 80	52,32	26,8	2,5	5	49,3	50	80
	9	34,91	58,65	2 IPN 120 + 4 IPN 80	59,48	28,4	2,5	5	50,9	55	85
	10	38,79	65,17	4 IPN 120 + 2 IPN 60	67,5	30	2,5	5	52,5	55	85
3/4"	1	2,85	4,79								0
	2	5,7	9,58	2 IPN 60	10,7	6,8	2,5	5	19,3	25	40
	3	8,55	14,36	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,9	25	40
	4	11,4	19,15	4 IPN 60	21,4	13,6	2,5	5	31,1	35	55
	5	14,25	23,94	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,7	35	55
	6	17,1	28,73	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,3	35	55
	7	19,25	32,34	2 IPN 140	36,04	13,2	2,5	5	25,7	30	50
	8	22,8	38,30	2 IPN 120 + 2 IPN 60	39,1	18,4	2,5	5	40,9	45	70
	9	25,65	43,09	2 IPN 140 + 2 IPN 60	47,1	20	2,5	5	37,5	40	65
	10	28,5	47,88	2 IPN 120 + 2 IPN 100	49,64	21,6	2,5	5	39,1	40	65
5/8"	1	1,98	3,33								0
	2	3,96	6,65	2 IPN 60	10,7	6,8	2,5	5	19,39	25	40
	3	5,94	9,98	2 IPN 60	10,7	6,8	2,5	5	19,3	25	40
	4	7,92	13,31	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,9	25	40
	5	9,89	16,62	4 IPN 60	21,4	13,6	2,5	5	31,1	35	55
	6	11,87	19,94	4 IPN 60	21,4	13,6	2,5	5	31,1	35	55
	7	13,85	23,27	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,7	35	55
	8	15,83	26,59	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,3	35	55
	9	17,81	29,92	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,3	35	55
	10	19,79	33,25	2 IPN 140	36,04	13,2	2,5	5	25,7	30	50

Tabla 4. 18 Ancho mínimo de perfiles IPN con $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$ para combinaciones de barras de un mismo diámetro.

ESFUERZO CEDENTE DEL ACERO (F_y)	
BARRAS	PERFIL
$F_y \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$F_y \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
4200	3500

DESIGNACION	ANCHO DEL PERFIL (cm)	Area (cm ²)
IPN 60	3,4	5,35
IPN 80	4,2	7,77
IPN 100	5,0	10,62
IPN 120	5,8	14,2
IPN 140	6,6	18,2



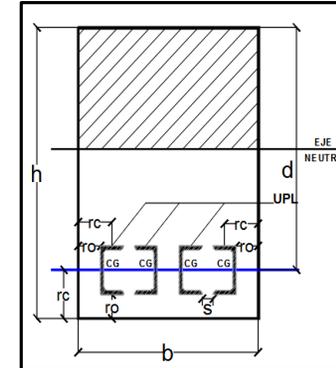
BARRAS			PERFILES								
ϕ	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinación de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	Ancho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de sección (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)
1"	1	5,07	6,08	2 IPN 60	10,7	6,8	2,5	5	19,3	25	40
	2	10,13	12,16	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,9	25	40
	3	15,2	18,24	4 IPN 60	21,4	13,6	2,5	5	31,1	35	55
	4	20,27	24,32	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,7	35	55
	5	25,34	30,41	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,3	35	55
	6	30,4	36,48	2 IPN 100 + 2 IPN 80	36,78	18,4	2,5	5	35,9	40	65
	7	35,47	42,56	2 IPN 120 + 2 IPN 80	43,94	20	2,5	5	37,5	40	65
	8	40,54	48,65	2 IPN 120 + 2 IPN 100	49,64	21,6	2,5	5	39,1	40	65
	9	45,6	54,72	4 IPN 120	56,8	23,2	2,5	5	40,7	45	70
	10	50,67	60,80	2 IPN 140 + 2 IPN 120	64,8	24,8	2,5	5	42,3	45	70

BARRAS			PERFILES									
ϕ	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	Ancho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho minimo de seccion (cm)	Ancho minimo constructivo (cm)	h (cm)	
7/8"	1	3,88	4,66								0	
	2	7,76	9,31	2 IPN 60	10,7	6,8	2,5	5	19,3	25	40	
	3	11,64	13,97	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,9	25	40	
	4	15,52	18,62	4 IPN 60	21,4	13,6	2,5	5	31,1	35	55	
	5	19,39	23,27	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,7	35	55	
	6	23,27	27,92	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,3	35	55	
	7	27,15	32,58	2 IPN 100 + 2 IPN 80	36,78	18,4	2,5	5	35,9	40	65	
	8	31,03	37,24	2 IPN 120 + 2 IPN 60	39,1	18,4	2,5	5	35,9	40	65	
	9	34,91	41,89	4 IPN 100	42,48	20	2,5	5	37,5	40	65	
	10	38,79	46,55	2 IPN 140 + 2 IPN 60	47,1	20	2,5	5	37,5	40	65	
3/4"	1	2,85	3,42									
	2	5,7	6,84	2 IPN 60	10,7	6,8	2,5	5	19,3	25	40	
	3	8,55	10,26	2 IPN 60	10,7	6,8	2,5	5	19,3	25	40	
	4	11,4	13,68	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,9	25	40	
	5	14,25	17,10	4 IPN 60	21,4	13,6	2,5	5	31,1	35	55	
	6	17,1	20,52	4 IPN 60	21,4	13,6	2,5	5	31,1	35	55	
	7	19,25	23,10	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,7	35	55	
	8	22,8	27,36	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,3	35	55	
	9	25,65	30,78	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,3	35	55	
	10	28,5	34,20	2 IPN 140	36,04	13,2	2,5	5	25,7	30	50	
5/8"	1	1,98	2,38									
	2	3,96	4,75									
	3	5,94	7,13	2 IPN 60	10,7	6,8	2,5	5	19,3	25	40	
	4	7,92	9,50	2 IPN 60	10,7	6,8	2,5	5	19,3	25	40	
	5	9,89	11,87	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,9	25	40	
	6	11,87	14,24	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,9	25	40	
	7	13,85	16,62	4 IPN 60	21,4	13,6	2,5	5	31,1	35	55	
	8	15,83	19,00	4 IPN 60	21,4	13,6	2,5	5	31,1	35	55	
	9	17,81	21,37	4 IPN 60	21,4	13,6	2,5	5	31,1	35	55	
	10	19,79	23,75	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,7	35	55	

Tabla 4. 19 Ancho mínimo de perfiles UPL con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$ para combinaciones de barras de un mismo diámetro.

ESFUERZO CEDENTE DEL ACERO (F_y)	
BARRAS	PERFIL
F_y (kg/cm ²)	F_y (kg/cm ²)
4200	2500

DESIGNACION	ANCHO DEL PERFIL (cm)	Area (cm ²)
80	3,5	7,75
100	4,0	10,45
120	4,5	12,2



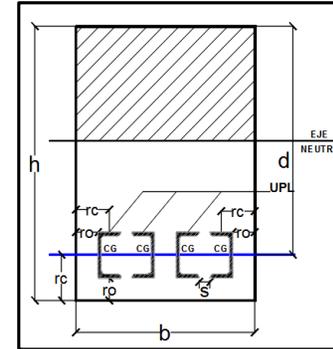
BARRAS			PERFILES								
ϕ	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	Ancho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho minimo de seccion (cm)	Ancho minimo constructivo (cm)	h (cm)
1"	1	5,07	8,52	2 UPL 80	15,5	7	2,5	5	19,5	25	40
	2	10,13	17,02	2 UPL 100	20,9	8	2,5	5	20,5	25	40
	3	15,2	25,54	4 UPL 80	31	14	2,5	5	31,5	35	55
	4	20,27	34,05	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,4	15	2,5	5	32,5	35	55
	5	25,34	42,57	2 UPL 120 + 2 UPL 100	45,3	17	2,5	5	34,5	35	55
	6	30,4	51,07	2 UPL 120 + 4 UPL 80	55,4	16	2,5	5	38,5	40	65
	7	35,47	59,59	6 UPL 100	62,7	24	2,5	5	46,5	50	80
	8	40,54	68,11	4 UPL 120 + 2 UPL 100	69,7	26	2,5	5	48,5	50	80
	9	45,6	76,61	4 UPL 120 + 4 UPL 80	79,8	32	2,5	5	59,5	60	95
	10	50,67	85,13	6 UPL 120 + 2 UPL 80	88,7	34	2,5	5	61,5	65	100

BARRAS			PERFILES								
ϕ	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	Ancho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho minimo de seccion (cm)	Ancho minimo constructivo (cm)	h (cm)
7/8"	1	3,88	6,52								
	2	7,76	13,04	2 UPL 80	15,5	7	2,5	5	19,5	25	40
	3	11,64	19,56	2 UPL 100	20,9	8	2,5	5	20,5	25	40
	4	15,52	26,07	4 UPL 80	31	14	2,5	5	31,5	35	55
	5	19,39	32,58	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,4	15	2,5	5	32,5	35	55
	6	23,27	39,09	2 UPL 120 + 2 UPL 80	39,9	16	2,5	5	33,5	35	55
	7	27,15	45,61	4 UPL 120	48,8	18	2,5	5	35,5	40	65
	8	31,03	52,13	2 UPL 120 + 4 UPL 80	55,4	23	2,5	5	45,5	50	80
	9	34,91	58,65	6 UPL 100	62,7	24	2,5	5	46,5	50	80
	10	38,79	65,17	4 UPL 120 + 2 UPL 100	69,7	26	2,5	5	48,5	50	80
3/4"	1	2,85	4,79								
	2	5,7	9,58	2 UPL 80	15,5	7	2,5	5	19,5	25	40
	3	8,55	14,36	2 UPL 80	15,5	7	2,5	5	19,5	25	40
	4	11,4	19,15	2 UPL 100	20,9	8	2,5	5	20,5	25	40
	5	14,25	23,94	2 UPL 120	24,4	9	2,5	5	21,5	25	40
	6	17,1	28,73	4 UPL 80	31	14	2,5	5	31,5	35	55
	7	19,25	32,34	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,4	15	2,5	5	32,5	35	55
	8	22,8	38,30	2 UPL 120 + 2 UPL 80	39,9	16	2,5	5	33,5	35	55
	9	25,65	43,09	2 UPL 120 + 2 UPL 100	45,3	17	2,5	5	34,5	35	55
	10	28,5	47,88	4 UPL 120	48,8	18	2,5	5	35,5	40	65
5/8"	1	1,98	3,33								
	2	3,96	6,65								
	3	5,94	9,98	2 UPL 80	15,5	7	2,5	5	19,5	25	40
	4	7,92	13,31	2 UPL 80	15,5	7	2,5	5	19,5	25	40
	5	9,89	16,62	2 UPL 100	20,9	8	2,5	5	20,5	25	40
	6	11,87	19,94	2 UPL 100	20,9	8	2,5	5	20,5	25	40
	7	13,85	23,27	2 UPL 120	24,4	9	2,5	5	21,5	25	40
	8	15,83	26,59	4 UPL 80	31	14	2,5	5	31,5	35	55
	9	17,81	29,92	4 UPL 80	31	14	2,5	5	31,5	35	55
	10	19,79	33,25	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,4	15	2,5	5	32,5	35	55

Tabla 4. 20 Ancho mínimo de perfiles UPL con $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$ para combinaciones de barras de un mismo diámetro.

ESFUERZO CEDENTE DEL ACERO (F_y)	
BARRAS	PERFIL
$F_y \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$F_y \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
4200	3500

DESIGNACION	ANCHO DEL PERFIL (cm)	Area (cm ²)
80	3,5	7,75
100	4,0	10,45
120	4,5	12,2



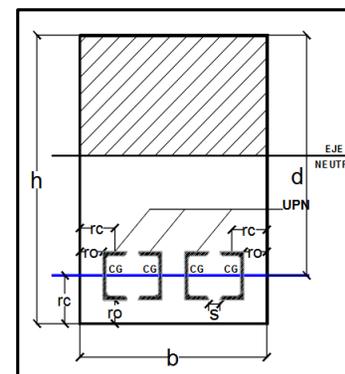
BARRAS			PERFILES								
ϕ	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	Ancho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho minimo de seccion (cm)	Ancho minimo constructivo (cm)	h (cm)
1"	1	5,07	6,08								
	2	10,13	12,16	2 UPL 80	15,5	7	2,5	5	19,5	25	40
	3	15,2	18,24	2 UPL 100	20,9	8	2,5	5	20,5	25	40
	4	20,27	24,32	2 UPL 120	24,4	9	2,5	5	21,5	25	40
	5	25,34	30,41	4 UPL 80	31	14	2,5	5	31,5	35	55
	6	30,4	36,48	2 UPL 120 + 2 UPL 80	39,9	16	2,5	5	33,5	35	55
	7	35,47	42,56	2 UPL 120 + 2 UPL 100	45,3	17	2,5	5	34,5	35	55
	8	40,54	48,65	4 UPL 120	48,8	18	2,5	5	35,5	40	65
	9	45,6	54,72	2 UPL 120 + 4 UPL 80	55,4	23	2,5	5	45,5	50	80
	10	50,67	60,80	6 UPL 100	62,7	24	2,5	5	46,5	50	80

BARRAS			PERFILES								
ϕ	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	Ancho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho minimo de seccion (cm)	Ancho minimo constructivo (cm)	h (cm)
7/8"	1	3,88	4,66								
	2	7,76	9,31	2 UPL 80	15,5	7	2,5	5	19,5	25	40
	3	11,64	13,97	2 UPL 80	15,5	7	2,5	5	19,5	25	40
	4	15,52	18,62	2 UPL 100	20,9	8	2,5	5	20,5	25	40
	5	19,39	23,27	2 UPL 120	24,4	9	2,5	5	21,5	25	40
	6	23,27	27,92	4 UPL 80	31	14	2,5	5	31,5	35	55
	7	27,15	32,58	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,4	15	2,5	5	32,5	35	55
	8	31,03	37,24	2 UPL 120 + 2 UPL 80	39,9	16	2,5	5	33,5	35	55
	9	34,91	41,89	2 UPL 120 + 2 UPL 100	45,3	17	2,5	5	34,5	35	55
	10	38,79	46,55	4 UPL 120	48,8	18	2,5	5	35,5	40	65
3/4"	1	2,85	3,42								
	2	5,7	6,84								
	3	8,55	10,26	2 UPL 80	15,5	7	2,5	5	19,5	25	40
	4	11,4	13,68	2 UPL 80	15,5	7	2,5	5	19,5	25	40
	5	14,25	17,10	2 UPL 100	20,9	8	2,5	5	20,5	25	40
	6	17,1	20,52	2 UPL 100	20,9	8	2,5	5	20,5	25	40
	7	19,25	23,10	2 UPL 120	24,4	9	2,5	5	21,5	25	40
	8	22,8	27,36	4 UPL 80	31	14	2,5	5	31,5	35	55
	9	25,65	30,78	4 UPL 80	31	14	2,5	5	31,5	35	55
	10	28,5	34,20	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,4	15	2,5	5	32,5	35	55
5/8"	1	1,98	2,38								
	2	3,96	4,75								
	3	5,94	7,13								
	4	7,92	9,50	2 UPL 80	15,5	7	2,5	5	19,5	25	40
	5	9,89	11,87	2 UPL 80	15,5	7	2,5	5	19,5	25	40
	6	11,87	14,24	2 UPL 80	15,5	7	2,5	5	19,5	25	40
	7	13,85	16,62	2 UPL 100	20,9	8	2,5	5	20,5	25	40
	8	15,83	19,00	2 UPL 100	20,9	8	2,5	5	20,5	25	40
	9	17,81	21,37	2 UPL 120	24,4	9	2,5	5	21,5	25	40
	10	19,79	23,75	2 UPL 120	24,4	9	2,5	5	21,5	25	40

Tabla 4. 21 Ancho mínimo de perfiles UPN con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$ para combinaciones de barras de un mismo diámetro.

ESFUERZO CEDENTE DEL ACERO (F_y)	
BARRAS	PERFIL
$F_y \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$F_y \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
4200	2500

DESIGNACION	ANCHO DEL PERFIL (cm)	Area (cm ²)
80	4,5	11
100	5,0	13,5
120	5,5	17
140	6	20,4



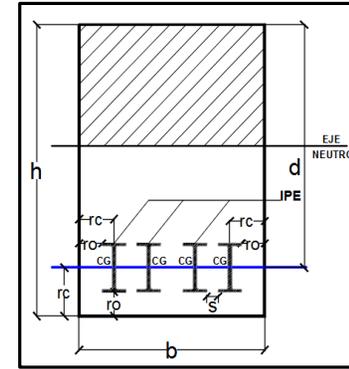
BARRAS			PERFILES									
ϕ	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	Ancho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho minimo de seccion (cm)	Ancho minimo constructivo (cm)	h (cm)	
1"	1	5,07	8,52									
	2	10,13	17,02	2 UPN 80	22	9	2,5	5	21,5	25	40	
	3	15,2	25,54	2 UPN 100	27	10	2,5	5	22,5	25	40	
	4	20,27	34,05	2 UPN 140	40,8	12	2,5	5	24,5	25	40	
	5	25,34	42,57	4 UPN 80	44	18	2,5	5	35,5	40	65	
	6	30,4	51,07	4 UPN 100	54	20	2,5	5	37,5	40	65	
	7	35,47	59,59	2 UPN 120 + 2 UPN 100	61	21	2,5	5	38,5	40	65	
	8	40,54	68,11	2 UPN 140 + 2 UPN 120	74,8	23	2,5	5	40,5	45	70	
	9	45,6	76,61	2 UPN 120 + 4 UPN 80	78	29	2,5	5	51,5	55	85	
	10	50,67	85,13	4 UPN 120 + 2 UPN 80	90	31	2,5	5	53,5	55	85	

BARRAS			PERFILES									
ϕ	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	Ancho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho minimo de seccion (cm)	Ancho minimo constructivo (cm)	h (cm)	
7/8"	1	3,88	6,52									
	2	7,76	13,04	2 UPN 80	22	9	2,5	5	21,5	25	40	
	3	11,64	19,56	2 UPN 80	22	9	2,5	5	21,5	25	40	
	4	15,52	26,07	2 UPN 100	27	10	2,5	5	22,5	25	40	
	5	19,39	32,58	2 UPN 120	34	11	2,5	5	23,5	25	40	
	6	23,27	39,09	4 UPN 80	44	18	2,5	5	35,5	40	65	
	7	27,15	45,61	2 UPN 100 + 2 UPN 80	49	19	2,5	5	36,5	40	65	
	8	31,03	52,13	4 UPN 100	54	20	2,5	5	37,5	40	65	
	9	34,91	58,65	2 UPN 120 + 2 UPN 100	61	21	2,5	5	38,5	40	65	
	10	38,79	65,17	4 UPN 120	68	22	2,5	5	39,5	40	65	
3/4"	1	2,85	4,79									
	2	5,7	9,58									
	3	8,55	14,36	2 UPN 80	22	9	2,5	5	21,5	25	40	
	4	11,4	19,15	2 UPN 80	22	9	2,5	5	21,5	25	40	
	5	14,25	23,94	2 UPN 100	27	10	2,5	5	22,5	25	40	
	6	17,1	28,73	2 UPN 120	34	11	2,5	5	23,5	25	40	
	7	19,25	32,34	2 UPN 120	34	11	2,5	5	23,5	25	40	
	8	22,8	38,30	4 UPN 80	44	18	2,5	5	35,5	40	65	
	9	25,65	43,09	4 UPN 80	44	18	2,5	5	35,5	40	65	
	10	28,5	47,88	2 UPN 100 + 2 UPN 80	49	19	2,5	5	36,5	40	65	
5/8"	1	1,98	3,33									
	2	3,96	6,65									
	3	5,94	9,98									
	4	7,92	13,31	2 UPN 80	22	9	2,5	5	21,5	25	40	
	5	9,89	16,62	2 UPN 80	22	9	2,5	5	21,5	25	40	
	6	11,87	19,94	2 UPN 80	22	9	2,5	5	21,5	25	40	
	7	13,85	23,27	2 UPN 100	27	10	2,5	5	22,5	25	40	
	8	15,83	26,59	2 UPN 100	27	10	2,5	5	22,5	25	40	
	9	17,81	29,92	2 UPN 120	34	11	2,5	5	23,5	25	40	
	10	19,79	33,25	2 UPN 120	34	11	2,5	5	23,5	25	40	

Tabla 4. 22 Ancho mínimo de perfiles IPE con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$ para combinaciones de barras de un mismo diámetro.

ESFUERZO CEDENTE DEL ACERO (F_y)	
BARRAS	PERFIL
F_y (kg/cm ²)	F_y (kg/cm ²)
4200	2500

DESIGNACION	ANCHO DEL PERFIL (cm)	Area (cm ²)
80	4,6	7,64
100	5,5	10,3
120	6,4	13,2
140	7,3	16,4



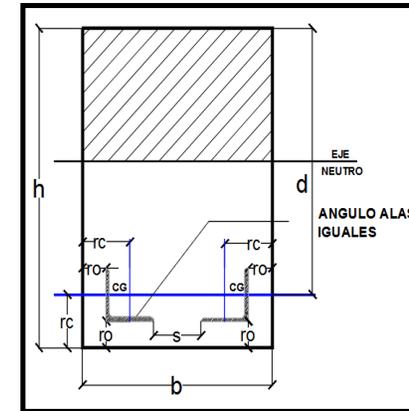
BARRAS			PERFILES									
ϕ	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	Ancho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho minimo de seccion (cm)	Ancho minimo constructivo (cm)	h (cm)	
1"	1	5,07	8,52	2 IPE 80	15,28	9,2	2,5	5	21,7	25	40	
	2	10,13	17,02	2 IPE 100	20,6	11	2,5	5	23,5	25	40	
	3	15,2	25,54	2 IPE 120	26,4	12,8	2,5	5	25,3	30	50	
	4	20,27	34,05	2 IPE 100 + 2 IPE 80	35,88	20,2	2,5	5	37,7	40	65	
	5	25,34	42,57	6 IPE 80	45,84	27,6	2,5	5	50,1	55	85	
	6	30,4	51,07	2 IPE 100 + 4 IPE 80	51,16	29,4	2,5	5	51,9	55	85	
	7	35,47	59,59	6 IPE 100	61,8	33	2,5	5	55,5	60	95	
	8	40,54	68,11	4 IPE 120 + 2 IPE 100	73,4	36,6	2,5	5	59,1	60	95	
	9	45,6	76,61	6 IPE 120	79,2	38,4	2,5	5	60,9	65	100	
	10	50,67	85,13	4 IPE 140 + 2 IPE 100	86,2	40,2	2,5	5	62,7	65	100	

BARRAS			PERFILES								
ϕ	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	Ancho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho minimo de seccion (cm)	Ancho minimo constructivo (cm)	h (cm)
7/8"	1	3,88	6,52								
	2	7,76	13,04	2 IPE 80	15,28	9,2	2,5	5	21,7	25	40
	3	11,64	19,56	2 IPE 100	20,6	11	2,5	5	23,5	25	40
	4	15,52	26,07	2 IPE 120	26,4	12,8	2,5	5	25,3	30	50
	5	19,39	32,58	2 IPE 140	32,8	14,6	2,5	5	27,1	30	50
	6	23,27	39,09	4 IPE 100	41,2	22	2,5	5	39,5	40	65
	7	27,15	45,61	6 IPE 80	45,84	27,6	2,5	5	50,1	55	85
	8	31,03	52,13	4 IPE 120	52,8	25,6	2,5	5	43,1	45	70
	9	34,91	58,65	6 IPE 100	61,8	33	2,5	5	55,5	60	95
	10	38,79	65,17	4 IPE 120 + 2 IPE 80	68,08	34,8	2,5	5	57,3	60	95
3/4"	1	2,85	4,79								
	2	5,7	9,58	2 IPE 80	15,28	9,2	2,5	5	21,7	25	40
	3	8,55	14,36	2 IPE 80	15,28	9,2	2,5	5	21,7	25	40
	4	11,4	19,15	2 IPE 100	20,6	11	2,5	5	23,5	25	40
	5	14,25	23,94	2 IPE 120	26,4	12,8	2,5	5	25,3	30	50
	6	17,1	28,73	4 IPE 80	30,56	18,4	2,5	5	35,9	40	65
	7	19,25	32,34	2 IPE 140	32,8	14,6	2,5	5	27,1	30	50
	8	22,8	38,30	4 IPE 100	41,2	22	2,5	5	39,5	40	65
	9	25,65	43,09	6 IPE 80	45,84	27,6	2,5	5	50,1	55	85
	10	28,5	47,88	2 IPE 100 + 4 IPE 80	51,16	29,4	2,5	5	51,9	55	85
5/8"	1	1,98	3,33								
	2	3,96	6,65								
	3	5,94	9,98	2 IPE 80	15,28	9,2	2,5	5	21,7	25	40
	4	7,92	13,31	2 IPE 80	15,28	9,2	2,5	5	21,7	25	40
	5	9,89	16,62	2 IPE 100	20,6	11	2,5	5	23,5	25	40
	6	11,87	19,94	2 IPE 100	20,6	11	2,5	5	23,5	25	40
	7	13,85	23,27	2 IPE 120	26,4	12,8	2,5	5	25,3	30	50
	8	15,83	26,59	4 IPE 80	30,56	18,4	2,5	5	35,9	40	65
	9	17,81	29,92	4 IPE 80	30,56	18,4	2,5	5	35,9	40	65
	10	19,79	33,25	2 IPE 100 + 2 IPE 80	35,88	20,2	2,5	5	37,7	40	65

Tabla 4. 23 Ancho mínimo de perfiles ANGULOS con $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$ para combinaciones de barras de un mismo diámetro.

ESFUERZO CEDENTE DEL ACERO (F_y)	
BARRAS	PERFIL
F_y (kg/cm ²)	F_y (kg/cm ²)
4200	3500

DESIGNACION	ANCHO DEL PERFIL (cm)	AREA (cm ²)
ANGULO 40*3	4	2,35
ANGULO 40*4	4	3,08
ANGULO 45*3	4,5	2,66
ANGULO 50*6	5	5,69
ANGULO 60*6	6	6,91
ANGULO 65*5	6,5	6,36



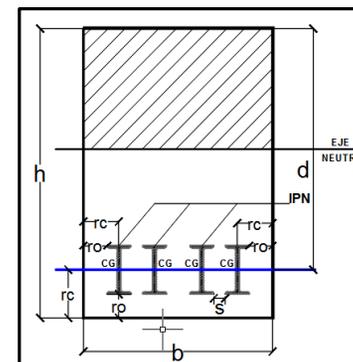
BARRAS			PERFILES								
ϕ	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	Σ Ancho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho minimo de seccion (cm)	Ancho minimo constructivo (cm)	h (cm)
1/2"	1	1,27	1,52								
	2	2,53	3,04								
	3	3,8	4,56	2 x 40 x 3	4,70	8	2,5	5	20,5	25	40
	4	5,07	6,08	2 x 40 x 4	6,16	8	2,5	5	20,5	25	40
	5	6,33	7,60	2 x 50 x 4	7,78	10	2,5	5	22,5	25	40
	6	7,6	9,12	2 x 60 x 4	9,42	12	2,5	5	24,5	25	40
	7	8,87	10,64	2 x 50 x 6	11,38	10	2,5	5	22,5	25	40
	8	10,14	12,17	2 x 65 x 5	12,72	13	2,5	5	25,5	30	50
	9	11,4	13,68	2 x 60 x 6	13,82	12	2,5	5	24,5	25	40
	10	12,67	15,20	6 x 45 x 3	15,96	27	2,5	5	49,5	50	80

BARRAS			PERFILES								
ϕ	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	Σ Ancho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho minimo de seccion (cm)	Ancho minimo constructivo (cm)	h (cm)
3/8"	1	0,71	0,85								
	2	1,43	1,72								
	3	2,14	2,57								
	4	2,85	3,42								
	5	3,56	4,27	2 x 40 x 3	4,70	8	2,5	5	20,5	25	40
	6	4,28	5,14	2 x 45 x 3	5,32	9	2,5	5	21,5	25	40
	7	4,99	5,99	2 x 40 x 4	6,16	8	2,5	5	20,5	25	40
	8	5,7	6,84	2 x 45 x 4	6,98	9	2,5	5	21,5	25	40
	9	6,42	7,70	2 x 50 x 4	7,78	10	2,5	5	22,5	25	40
	10	7,13	8,56	2 x 45 x 5	8,60	9	2,5	5	21,5	25	40

Tabla 4. 24 Ancho mínimo de perfiles IPN con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$ para las distintas combinaciones de barras

ESFUERZO CEDENTE DEL ACERO (F_y)	
BARRAS	PERFIL
$F_y \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$F_y \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
4200	2500

DESIGNACION	ANCHO DEL PERFIL (cm)	Area (cm ²)
IPN 60	3,4	5,35
IPN 80	4,2	7,77
IPN 100	5,0	10,62
IPN 120	5,8	14,2
IPN 140	6,6	18,2



BARRAS			PERFILES									
Combinacion	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	s (cm)	ro (cm)	Ancho minimo de seccion (cm)	Ancho minimo constructivo (cm)	h (cm)	
1 φ 1" + 1 φ 7/8"	2	8,95	15,04	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,90	25	40	
2 φ 1" + 1 φ 7/8"	3	14,01	23,54	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,70	35	55	
3 φ 1" + 1 φ 7/8"	4	19,08	32,05	2 IPN 140	36,40	13,2	2,5	5	25,70	30	50	
4 φ 1" + 1 φ 7/8"	5	24,15	40,57	4 IPN 100	42,48	20	2,5	5	37,50	40	65	
5 φ 1" + 1 φ 7/8"	6	29,21	49,07	2 IPN 120 + 2 IPN 100	49,64	21,6	2,5	5	39,10	40	65	
1 φ 7/8" + 1 φ 3/4"	2	6,73	11,31	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,90	25	40	
2 φ 7/8" + 1 φ 3/4"	3	10,61	17,82	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,50	25	40	
3 φ 7/8" + 1 φ 3/4"	4	14,49	24,34	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,70	35	55	
4 φ 7/8" + 1 φ 3/4"	5	18,37	30,86	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,30	35	55	
5 φ 7/8" + 1 φ 3/4"	6	22,24	37,36	2 IPN 120 + 2 IPN 60	39,10	18,4	2,5	5	35,90	40	65	

BARRAS			PERFILES									
Combinacion	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho minimo de seccion (cm)	Ancho minimo constructivo (cm)	h (cm)	
1 φ 3/4" + 1 φ 5/8"	2	4,83	8,11	2 IPN 60	10,70	6,8	2,5	5	19,30	25	40	
2 φ 3/4" + 1 φ 5/8"	3	7,68	12,90	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,90	25	40	
3 φ 3/4" + 1 φ 5/8"	4	10,52	17,67	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,50	25	40	
4 φ 3/4" + 1 φ 5/8"	5	13,38	22,48	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,70	35	55	
5 φ 3/4" + 1 φ 5/8"	6	16,22	27,25	2 IPN 120	28,40	11,6	2,5	5	24,10	25	40	
1 φ 1" + 2 φ 7/8"	3	12,82	21,54	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	10	2,5	5	27,50	30	50	
2 φ 1" + 2 φ 7/8"	4	17,89	30,06	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,30	35	55	
3 φ 1" + 2 φ 7/8"	5	22,96	38,57	2 IPN 120 + 2 IPN 60	39,10	18,4	2,5	5	35,90	40	65	
4 φ 1" + 2 φ 7/8"	6	28,03	47,09	2 IPN 140 + 2 IPN 60	47,10	20	2,5	5	37,50	40	65	
5 φ 1" + 2 φ 7/8"	7	33,09	55,59	4 IPN 120	56,80	23,2	2,5	5	40,70	45	70	
1 φ 7/8" + 2 φ 3/4"	3	9,58	16,09	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,50	25	40	
2 φ 7/8" + 2 φ 3/4"	4	13,46	22,61	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,70	35	55	
3 φ 7/8" + 2 φ 3/4"	5	17,34	29,13	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,30	35	55	
4 φ 7/8" + 2 φ 3/4"	6	21,22	35,65	2 IPN 140	36,40	13,2	2,5	5	25,70	30	50	
5 φ 7/8" + 2 φ 3/4"	7	25,09	42,15	4 IPN 100	42,48	20	2,5	5	37,50	40	65	
1 φ 3/4" + 2 φ 5/8"	3	6,81	11,44	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,90	25	40	
2 φ 3/4" + 2 φ 5/8"	4	9,65	16,21	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,50	25	40	
3 φ 3/4" + 2 φ 5/8"	5	12,50	21,00	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,50	25	40	
4 φ 3/4" + 2 φ 5/8"	6	15,35	25,79	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,70	35	55	
5 φ 3/4" + 2 φ 5/8"	7	18,20	30,58	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,30	35	55	
1 φ 1" + 3 φ 7/8"	4	16,70	28,06	2 IPN 120	28,40	11,6	2,5	5	24,10	25	40	
2 φ 1" + 3 φ 7/8"	5	21,77	36,57	2 IPN 120 + 2 IPN 60	39,10	18,4	2,5	5	35,90	40	65	
3 φ 1" + 3 φ 7/8"	6	26,84	45,09	2 IPN 140 + 2 IPN 60	47,10	20	2,5	5	37,50	40	65	
4 φ 1" + 3 φ 7/8"	7	31,91	53,61	4 IPN 120	56,80	23,2	2,5	5	40,70	45	70	
5 φ 1" + 3 φ 7/8"	8	36,97	62,11	2 IPN 140 + 2 IPN 120	64,80	24,8	2,5	5	42,30	45	70	

BARRAS			PERFILES									
Combinacion	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho minimo de seccion (cm)	Ancho minimo constructivo (cm)	h (cm)	
1 φ 7/8" + 3 φ 3/4"	4	12,43	20,88	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,50	25	40	
2 φ 7/8" + 3 φ 3/4"	5	16,31	27,40	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,30	35	55	
3 φ 7/8" + 3 φ 3/4"	6	20,19	33,92	2 IPN 140	36,40	13,2	2,5	5	25,70	30	50	
4 φ 7/8" + 3 φ 3/4"	7	24,07	40,44	4 IPN 100	42,48	20	2,5	5	37,50	40	65	
5 φ 7/8" + 3 φ 3/4"	8	27,94	46,94	2 IPN 140 + 2 IPN 60	47,10	20	2,5	5	37,50	40	65	
1 φ 3/4" + 3 φ 5/8"	4	8,79	14,77	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,90	25	40	
2 φ 3/4" + 3 φ 5/8"	5	11,63	19,54	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,50	25	40	
3 φ 3/4" + 3 φ 5/8"	6	14,48	24,33	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,70	35	55	
4 φ 3/4" + 3 φ 5/8"	7	17,33	29,11	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,30	35	55	
5 φ 3/4" + 3 φ 5/8"	8	20,18	33,90	2 IPN 140	36,40	13,2	2,5	5	25,70	30	50	
1 φ 1" + 4 φ 7/8"	5	20,58	34,57	2 IPN 140	36,40	13,2	2,5	5	25,70	30	50	
2 φ 1" + 4 φ 7/8"	6	25,65	43,09	2 IPN 140 + 2 IPN 60	47,10	20	2,5	5	37,50	40	65	
3 φ 1" + 4 φ 7/8"	7	30,72	51,61	2 IPN 140 + 2 IPN 80	51,94	21,6	2,5	5	39,10	40	65	
4 φ 1" + 4 φ 7/8"	8	35,78	60,11	2 IPN 140 + 2 IPN 120	64,80	24,8	2,5	5	42,30	45	70	
5 φ 1" + 4 φ 7/8"	9	40,85	68,63	4 IPN 140	72,80	26,4	2,5	5	43,90	45	70	
1 φ 7/8" + 4 φ 3/4"	5	15,28	25,67	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,70	35	55	
2 φ 7/8" + 4 φ 3/4"	6	19,16	32,19	2 IPN 140	36,40	13,2	2,5	5	25,70	30	50	
3 φ 7/8" + 4 φ 3/4"	7	23,04	38,71	4 IPN 100	42,48	20	2,5	5	37,50	40	65	
4 φ 7/8" + 4 φ 3/4"	8	26,92	45,23	2 IPN 140 + 2 IPN 60	47,10	20	2,5	5	37,50	40	65	
5 φ 7/8" + 4 φ 3/4"	9	30,79	51,73	2 IPN 140 + 2 IPN 80	51,94	21,6	2,5	5	39,10	40	65	
1 φ 3/4" + 4 φ 5/8"	5	10,77	18,09	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,50	25	40	
2 φ 3/4" + 4 φ 5/8"	6	13,61	22,86	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,70	35	55	
3 φ 3/4" + 4 φ 5/8"	7	16,46	27,65	2 IPN 120	28,40	11,6	2,5	5	24,10	25	40	
4 φ 3/4" + 4 φ 5/8"	8	19,31	32,44	2 IPN 140	36,40	13,2	2,5	5	25,70	30	50	
5 φ 3/4" + 4 φ 5/8"	9	22,16	37,23	2 IPN 120 + 2 IPN 60	39,10	18,4	2,5	5	35,90	40	65	

BARRAS			PERFILES									
Combinacion	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho minimo de seccion (cm)	Ancho minimo constructivo (cm)	h (cm)	
1 φ 1" + 5 φ 7/8"	6	24,46	41,09	4 IPN 100	42,48	20	2,5	5	37,50	40	65	
2 φ 1" + 5 φ 7/8"	7	29,53	49,61	2 IPN 120 + 2 IPN 100	49,64	21,6	2,5	5	39,10	40	65	
3 φ 1" + 5 φ 7/8"	8	34,60	58,13	2 IPN 120 + 4 IPN 80	59,48	28,4	2,5	5	50,90	55	85	
4 φ 1" + 5 φ 7/8"	9	39,66	66,63	4 IPN 120 + 2 IPN 60	67,50	30	2,5	5	52,50	55	85	
5 φ 1" + 5 φ 7/8"	10	44,73	75,15	4 IPN 120 + 2 IPN 100	78,04	33,2	2,5	5	55,70	60	95	
1 φ 7/8" + 5 φ 3/4"	6	18,13	30,46	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,30	35	55	
2 φ 7/8" + 5 φ 3/4"	7	22,01	36,98	2 IPN 120 + 2 IPN 60	39,10	18,4	2,5	5	35,90	40	65	
3 φ 7/8" + 5 φ 3/4"	8	25,89	43,50	2 IPN 140 + 2 IPN 60	47,10	20	2,5	5	37,50	40	65	
4 φ 7/8" + 5 φ 3/4"	9	29,77	50,01	2 IPN 140 + 2 IPN 80	51,94	21,6	2,5	5	39,10	40	65	
5 φ 7/8" + 5 φ 3/4"	10	33,64	56,52	4 IPN 120	56,80	23,2	2,5	5	40,70	45	70	
1 φ 3/4" + 5 φ 5/8"	6	12,74	21,40	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,70	35	55	
2 φ 3/4" + 5 φ 5/8"	7	15,59	26,19	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,70	35	55	
3 φ 3/4" + 5 φ 5/8"	8	18,44	30,98	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,30	35	55	
4 φ 3/4" + 5 φ 5/8"	9	21,29	35,77	2 IPN 140	36,40	13,2	2,5	5	25,70	30	50	
5 φ 3/4" + 5 φ 5/8"	10	24,14	40,56	4 IPN 100	42,48	20	2,5	5	37,50	40	65	
1 φ 1" + 1 φ 3/4"	2	7,92	13,31	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,90	25	40	
2 φ 1" + 1 φ 3/4"	3	12,98	21,81	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,70	35	55	
3 φ 1" + 1 φ 3/4"	4	18,05	30,32	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,30	35	55	
4 φ 1" + 1 φ 3/4"	5	23,12	38,84	2 IPN 120 + 2 IPN 60	39,10	18,4	2,5	5	35,90	40	65	
5 φ 1" + 1 φ 3/4"	6	28,18	47,34	2 IPN 120 + 2 IPN 100	49,64	21,6	2,5	5	39,10	40	65	
1 φ 7/8" + 1 φ 5/8"	2	5,86	9,84	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,90	25	40	
2 φ 7/8" + 1 φ 5/8"	3	9,74	16,36	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,50	25	40	
3 φ 7/8" + 1 φ 5/8"	4	13,62	22,88	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,70	35	55	
4 φ 7/8" + 1 φ 5/8"	5	17,49	29,38	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,30	35	55	
5 φ 7/8" + 1 φ 5/8"	6	21,37	35,90	2 IPN 140	36,40	13,2	2,5	5	25,70	30	50	

BARRAS			PERFILES									
Combinacion	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho minimo de seccion (cm)	Ancho minimo constructivo (cm)	h (cm)	
1 φ 1" + 2 φ 3/4"	3	10,77	18,09	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,50	25	40	
2 φ 1" + 2 φ 3/4"	4	15,83	26,59	2 IPN 120	28,40	11,6	2,5	5	24,10	25	40	
3 φ 1" + 2 φ 3/4"	5	20,90	35,11	2 IPN 140	36,40	13,2	2,5	5	25,70	30	50	
4 φ 1" + 2 φ 3/4"	6	25,97	43,63	2 IPN 140 + 2 IPN 60	47,10	20	2,5	5	37,50	40	65	
5 φ 1" + 2 φ 3/4"	7	31,03	52,13	4 IPN 120	56,80	23,2	2,5	5	40,70	45	70	
1 φ 7/8" + 2 φ 5/8"	3	7,84	13,17	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,90	25	40	
2 φ 7/8" + 2 φ 5/8"	4	11,72	19,69	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,50	25	40	
3 φ 7/8" + 2 φ 5/8"	5	15,59	26,19	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,70	35	55	
4 φ 7/8" + 2 φ 5/8"	6	19,47	32,71	2 IPN 140	36,40	13,2	2,5	5	25,70	30	50	
5 φ 7/8" + 2 φ 5/8"	7	23,35	39,23	4 IPN 100	42,48	20	2,5	5	37,50	40	65	
1 φ 1" + 3 φ 3/4"	4	13,62	22,88	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,70	35	55	
2 φ 1" + 3 φ 3/4"	5	18,68	31,38	2 IPN 140	36,40	13,2	2,5	5	25,70	30	50	
3 φ 1" + 3 φ 3/4"	6	23,75	39,90	4 IPN 100	42,48	20	2,5	5	37,50	40	65	
4 φ 1" + 3 φ 3/4"	7	28,81	48,40	2 IPN 120 + 2 IPN 100	49,64	21,6	2,5	5	39,10	40	65	
5 φ 1" + 3 φ 3/4"	8	33,88	56,92	2 IPN 120 + 4 IPN 80	59,48	28,4	2,5	5	45,90	50	80	
1 φ 7/8" + 3 φ 5/8"	4	9,82	16,50	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,50	25	40	
2 φ 7/8" + 3 φ 5/8"	5	13,69	23,00	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,70	35	55	
3 φ 7/8" + 3 φ 5/8"	6	17,57	29,52	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,30	35	55	
4 φ 7/8" + 3 φ 5/8"	7	21,45	36,04	2 IPN 140	36,40	13,2	2,5	5	25,70	30	50	
5 φ 7/8" + 3 φ 5/8"	8	25,33	42,55	2 IPN 140 + 2 IPN 60	47,10	20	2,5	5	37,50	40	65	
1 φ 1" + 4 φ 3/4"	5	16,47	27,67	2 IPN 120	28,40	11,6	2,5	5	24,10	25	40	
2 φ 1" + 4 φ 3/4"	6	21,53	36,17	2 IPN 140	36,40	13,2	2,5	5	25,70	30	50	
3 φ 1" + 4 φ 3/4"	7	26,60	44,69	2 IPN 140 + 2 IPN 60	47,10	20	2,5	5	37,50	40	65	
4 φ 1" + 4 φ 3/4"	8	31,67	53,21	4 IPN 120	56,80	23,2	2,5	5	40,70	45	70	
5 φ 1" + 4 φ 3/4"	9	36,73	61,71	2 IPN 140 + 2 IPN 120	64,80	24,8	2,5	5	42,30	45	70	

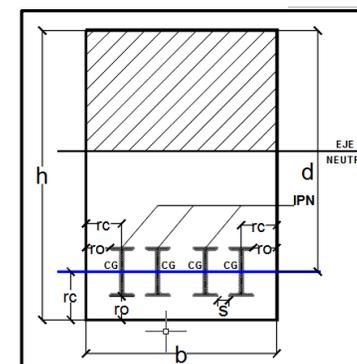
BARRAS			PERFILES									
Combinacion	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho minimo de seccion (cm)	Ancho minimo constructivo (cm)	h (cm)	
1 φ 7/8" + 4 φ 5/8"	5	11,79	19,81	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,50	25	40	
2 φ 7/8" + 4 φ 5/8"	6	15,67	26,33	2 IPN 120	28,40	11,6	2,5	5	24,10	25	40	
3 φ 7/8" + 4 φ 5/8"	7	19,55	32,84	2 IPN 140	36,40	13,2	2,5	5	25,70	30	50	
4 φ 7/8" + 4 φ 5/8"	8	23,43	39,36	4 IPN 100	42,48	20	2,5	5	37,50	40	65	
5 φ 7/8" + 4 φ 5/8"	9	27,31	45,88	2 IPN 140 + 2 IPN 60	47,10	20	2,5	5	37,50	40	65	
1 φ 1" + 5 φ 3/4"	6	19,32	32,46	2 IPN 140	36,40	13,2	2,5	5	25,70	30	50	
2 φ 1" + 5 φ 3/4"	7	24,38	40,96	4 IPN 100	42,48	20	2,5	5	37,50	40	65	
3 φ 1" + 5 φ 3/4"	8	29,45	49,48	2 IPN 120 + 2 IPN 100	49,64	21,6	2,5	5	39,10	40	65	
4 φ 1" + 5 φ 3/4"	9	34,52	57,99	2 IPN 120 + 4 IPN 80	59,48	28,4	2,5	5	50,90	55	85	
5 φ 1" + 5 φ 3/4"	10	39,58	66,49	4 IPN 120 + 2 IPN 60	67,50	30	2,5	5	52,50	55	85	
1 φ 7/8" + 5 φ 5/8"	6	13,77	23,13	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,70	35	55	
2 φ 7/8" + 5 φ 5/8"	7	17,65	29,65	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,30	35	55	
3 φ 7/8" + 5 φ 5/8"	8	21,53	36,17	2 IPN 140	36,40	13,2	2,5	5	25,70	30	50	
4 φ 7/8" + 5 φ 5/8"	9	25,41	42,69	2 IPN 140 + 2 IPN 60	47,10	20	2,5	5	37,50	40	65	
5 φ 7/8" + 5 φ 5/8"	10	29,29	49,21	2 IPN 120 + 2 IPN 100	49,64	21,6	2,5	5	39,10	40	65	
1 φ 1" + 1 φ 5/8"	2	7,05	11,84	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,90	25	40	
2 φ 1" + 1 φ 5/8"	3	12,11	20,34	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,50	25	40	
3 φ 1" + 1 φ 5/8"	4	17,18	28,86	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,30	35	55	
4 φ 1" + 1 φ 5/8"	5	22,25	37,38	4 IPN 100	42,48	20	2,5	5	37,50	40	65	
5 φ 1" + 1 φ 5/8"	6	27,31	45,88	2 IPN 140 + 2 IPN 60	47,10	20	2,5	5	37,50	40	65	
1 φ 1" + 2 φ 5/8"	3	9,03	15,17	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,90	25	40	
2 φ 1" + 2 φ 5/8"	4	14,09	23,67	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,70	35	55	
3 φ 1" + 2 φ 5/8"	5	19,16	32,19	2 IPN 140	36,40	13,2	2,5	5	25,70	30	50	
4 φ 1" + 2 φ 5/8"	6	24,23	40,71	4 IPN 100	42,48	20	2,5	5	37,50	40	65	
5 φ 1" + 2 φ 5/8"	7	29,29	49,21	2 IPN 120 + 2 IPN 100	49,64	21,6	2,5	5	39,10	40	65	

BARRAS			PERFILES									
Combinacion	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho minimo de seccion (cm)	Ancho minimo constructivo (cm)	h (cm)	
1 φ 1" + 3 φ 5/8"	4	11,00	18,48	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,50	25	40	
2 φ 1" + 3 φ 5/8"	5	16,07	27,00	2 IPN 120	28,40	11,6	2,5	5	24,10	25	40	
3 φ 1" + 3 φ 5/8"	6	21,14	35,52	2 IPN 140	36,40	13,2	2,5	5	25,70	30	50	
4 φ 1" + 3 φ 5/8"	7	26,20	44,02	2 IPN 140 + 2 IPN 60	47,10	20	2,5	5	37,50	40	65	
5 φ 1" + 3 φ 5/8"	8	31,27	52,53	4 IPN 120	56,80	23,2	2,5	5	40,70	45	70	
1 φ 1" + 4 φ 5/8"	5	12,98	21,81	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,70	35	55	
2 φ 1" + 4 φ 5/8"	6	18,05	30,32	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,30	35	55	
3 φ 1" + 4 φ 5/8"	7	23,12	38,84	4 IPN 100	42,48	20	2,5	5	37,50	40	65	
4 φ 1" + 4 φ 5/8"	8	28,18	47,34	2 IPN 120 + 2 IPN 100	49,64	21,6	2,5	5	39,10	40	65	
5 φ 1" + 4 φ 5/8"	9	33,25	55,86	4 IPN 120	56,80	23,2	2,5	5	40,70	45	70	
1 φ 1" + 5 φ 5/8"	6	14,96	25,13	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,70	35	55	
2 φ 1" + 5 φ 5/8"	7	20,03	33,65	2 IPN 140	36,40	13,2	2,5	5	25,70	30	50	
3 φ 1" + 5 φ 5/8"	8	25,10	42,17	4 IPN 100	42,48	20	2,5	5	37,50	40	65	
4 φ 1" + 5 φ 5/8"	9	30,16	50,67	2 IPN 140 + 2 IPN 80	51,94	21,6	2,5	5	39,10	40	65	
5 φ 1" + 5 φ 5/8"	10	35,23	59,19	2 IPN 120 + 4 IPN 80	59,48	28,4	2,5	5	50,90	55	85	

Tabla 4. 25 Ancho mínimo de perfiles IPN con $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$ para las distintas combinaciones de barras

ESFUERZO CEDENTE DEL ACERO (F_y)	
BARRAS	PERFIL
$F_y \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$F_y \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
4200	3500

DESIGNACION	ANCHO DEL PERFIL (cm)	Area (cm ²)
IPN 60	3,4	5,35
IPN 80	4,2	7,77
IPN 100	5,0	10,62
IPN 120	5,8	14,2
IPN 140	6,6	18,2



BARRAS			PERFILES									
Combinacion	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de seccion (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)	
1 φ 1" + 1 φ 7/8"	2	8,95	10,74	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,9	25	40	
2 φ 1" + 1 φ 7/8"	3	14,01	16,81	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,5	25	40	
3 φ 1" + 1 φ 7/8"	4	19,08	22,90	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,7	35	55	
4 φ 1" + 1 φ 7/8"	5	24,15	28,98	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,3	35	55	
5 φ 1" + 1 φ 7/8"	6	29,21	35,05	2 IPN 140	36,4	13,2	2,5	5	25,7	30	50	
1 φ 7/8" + 1 φ 3/4"	2	6,73	8,08	2 IPN 60	10,7	6,8	2,5	5	19,3	25	40	
2 φ 7/8" + 1 φ 3/4"	3	10,61	12,73	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,9	25	40	
3 φ 7/8" + 1 φ 3/4"	4	14,49	17,39	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,5	25	40	
4 φ 7/8" + 1 φ 3/4"	5	18,37	22,04	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,7	35	55	
5 φ 7/8" + 1 φ 3/4"	6	22,24	26,69	2 IPN 120	28,4	11,6	2,5	5	24,1	25	40	

BARRAS			PERFILES									
Combinacion	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de seccion (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)	
1 φ 3/4" + 1 φ 5/8"	2	4,83	5,80	2 IPN 60	10,7	6,8	2,5	5	19,3	25	40	
2 φ 3/4" + 1 φ 5/8"	3	7,68	9,22	2 IPN 60	10,7	6,8	2,5	5	19,3	25	40	
3 φ 3/4" + 1 φ 5/8"	4	10,52	12,62	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,9	25	40	
4 φ 3/4" + 1 φ 5/8"	5	13,38	16,06	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,5	25	40	
5 φ 3/4" + 1 φ 5/8"	6	16,22	19,46	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,5	25	40	
1 φ 1" + 2 φ 7/8"	3	12,82	15,38	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,9	25	40	
2 φ 1" + 2 φ 7/8"	4	17,89	21,47	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,7	35	55	
3 φ 1" + 2 φ 7/8"	5	22,96	27,55	2 IPN 120	28,4	11,6	2,5	5	24,1	25	40	
4 φ 1" + 2 φ 7/8"	6	28,03	33,64	2 IPN 140	36,4	13,2	2,5	5	25,7	30	50	
5 φ 1" + 2 φ 7/8"	7	33,09	39,71	4 IPN 100	42,48	20	2,5	5	37,5	40	65	
1 φ 7/8" + 2 φ 3/4"	3	9,58	11,50	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,9	25	40	
2 φ 7/8" + 2 φ 3/4"	4	13,46	16,15	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,5	25	40	
3 φ 7/8" + 2 φ 3/4"	5	17,34	20,81	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,5	25	40	
4 φ 7/8" + 2 φ 3/4"	6	21,22	25,46	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,7	35	55	
5 φ 7/8" + 2 φ 3/4"	7	25,09	30,11	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,3	35	55	
1 φ 3/4" + 2 φ 5/8"	3	6,81	8,17	2 IPN 60	10,7	6,8	2,5	5	19,3	25	40	
2 φ 3/4" + 2 φ 5/8"	4	9,65	11,58	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,9	25	40	
3 φ 3/4" + 2 φ 5/8"	5	12,50	15,00	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,9	25	40	
4 φ 3/4" + 2 φ 5/8"	6	15,35	18,42	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,5	25	40	
5 φ 3/4" + 2 φ 5/8"	7	18,20	21,84	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,7	35	55	
1 φ 1" + 3 φ 7/8"	4	16,70	20,04	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,5	25	40	
2 φ 1" + 3 φ 7/8"	5	21,77	26,12	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,7	35	55	
3 φ 1" + 3 φ 7/8"	6	26,84	32,21	2 IPN 140	36,4	13,2	2,5	5	25,7	30	50	
4 φ 1" + 3 φ 7/8"	7	31,91	38,29	2 IPN 120 + 2 IPN 60	39,1	18,4	2,5	5	35,9	40	65	
5 φ 1" + 3 φ 7/8"	8	36,97	44,36	2 IPN 140 + 2 IPN 60	47,1	20	2,5	5	37,5	40	65	

BARRAS			PERFILES									
Combinacion	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de seccion (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)	
1 φ 7/8" + 3 φ 3/4"	4	12,43	14,92	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,9	25	40	
2 φ 7/8" + 3 φ 3/4"	5	16,31	19,57	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,5	25	40	
3 φ 7/8" + 3 φ 3/4"	6	20,19	24,23	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,7	35	55	
4 φ 7/8" + 3 φ 3/4"	7	24,07	28,88	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,3	35	55	
5 φ 7/8" + 3 φ 3/4"	8	27,94	33,53	2 IPN 140	36,4	13,2	2,5	5	25,7	30	50	
1 φ 3/4" + 3 φ 5/8"	4	8,79	10,55	2 IPN 60	10,7	6,8	2,5	5	19,3	25	40	
2 φ 3/4" + 3 φ 5/8"	5	11,63	13,96	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,9	25	40	
3 φ 3/4" + 3 φ 5/8"	6	14,48	17,38	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,5	25	40	
4 φ 3/4" + 3 φ 5/8"	7	17,33	20,80	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,5	25	40	
5 φ 3/4" + 3 φ 5/8"	8	20,18	24,22	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,7	35	55	
1 φ 1" + 4 φ 7/8"	5	20,58	24,70	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,7	35	55	
2 φ 1" + 4 φ 7/8"	6	25,65	30,78	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,3	35	55	
3 φ 1" + 4 φ 7/8"	7	30,72	36,86	2 IPN 120 + 2 IPN 60	39,1	18,4	2,5	5	35,9	40	65	
4 φ 1" + 4 φ 7/8"	8	35,78	42,94	2 IPN 140 + 2 IPN 60	47,1	20	2,5	5	37,5	40	65	
5 φ 1" + 4 φ 7/8"	9	40,85	49,02	2 IPN 120 + 2 IPN 100	49,64	21,6	2,5	5	39,1	40	65	
1 φ 7/8" + 4 φ 3/4"	5	15,28	18,34	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,5	25	40	
2 φ 7/8" + 4 φ 3/4"	6	19,16	22,99	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,7	35	55	
3 φ 7/8" + 4 φ 3/4"	7	23,04	27,65	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,3	35	55	
4 φ 7/8" + 4 φ 3/4"	8	26,92	32,30	2 IPN 140	36,4	13,2	2,5	5	25,7	30	50	
5 φ 7/8" + 4 φ 3/4"	9	30,79	36,95	2 IPN 120 + 2 IPN 60	39,1	18,4	2,5	5	35,9	40	65	
1 φ 3/4" + 4 φ 5/8"	5	10,77	12,92	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,9	25	40	
2 φ 3/4" + 4 φ 5/8"	6	13,61	16,33	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,5	25	40	
3 φ 3/4" + 4 φ 5/8"	7	16,46	19,75	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,5	25	40	
4 φ 3/4" + 4 φ 5/8"	8	19,31	23,17	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,7	35	55	
5 φ 3/4" + 4 φ 5/8"	9	22,16	26,59	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,3	35	55	

BARRAS			PERFILES									
Combinacion	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de seccion (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)	
1 φ 1" + 5 φ 7/8"	6	24,46	29,35	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,3	35	55	
2 φ 1" + 5 φ 7/8"	7	29,53	35,44	2 IPN 140	36,4	13,2	2,5	5	25,7	30	50	
3 φ 1" + 5 φ 7/8"	8	34,60	41,52	4 IPN 100	42,48	20	2,5	5	37,5	40	65	
4 φ 1" + 5 φ 7/8"	9	39,66	47,59	2 IPN 120 + 2 IPN 100	49,64	21,6	2,5	5	39,1	40	65	
5 φ 1" + 5 φ 7/8"	10	44,73	53,68	4 IPN 120	56,8	23,2	2,5	5	40,7	45	70	
1 φ 7/8" + 5 φ 3/4"	6	18,13	21,76	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,7	35	55	
2 φ 7/8" + 5 φ 3/4"	7	22,01	26,41	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,3	35	55	
3 φ 7/8" + 5 φ 3/4"	8	25,89	31,07	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,3	35	55	
4 φ 7/8" + 5 φ 3/4"	9	29,77	35,72	2 IPN 140	36,4	13,2	2,5	5	25,7	30	50	
5 φ 7/8" + 5 φ 3/4"	10	33,64	40,37	4 IPN 100	42,48	20	2,5	5	37,5	40	65	
1 φ 3/4" + 5 φ 5/8"	6	12,74	15,29	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,9	25	40	
2 φ 3/4" + 5 φ 5/8"	7	15,59	18,71	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,5	25	40	
3 φ 3/4" + 5 φ 5/8"	8	18,44	22,13	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,7	35	55	
4 φ 3/4" + 5 φ 5/8"	9	21,29	25,55	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,7	35	55	
5 φ 3/4" + 5 φ 5/8"	10	24,14	28,97	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,3	35	55	
1 φ 1" + 1 φ 3/4"	2	7,92	9,50	2 IPN 60	10,7	6,8	2,5	5	19,3	25	40	
2 φ 1" + 1 φ 3/4"	3	12,98	15,58	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,5	25	40	
3 φ 1" + 1 φ 3/4"	4	18,05	21,66	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,7	35	55	
4 φ 1" + 1 φ 3/4"	5	23,12	27,74	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,3	35	55	
5 φ 1" + 1 φ 3/4"	6	28,18	33,82	2 IPN 140	36,4	13,2	2,5	5	25,7	30	50	
1 φ 7/8" + 1 φ 5/8"	2	5,86	7,03	2 IPN 60	10,7	6,8	2,5	5	19,3	25	40	
2 φ 7/8" + 1 φ 5/8"	3	9,74	11,69	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,9	25	40	
3 φ 7/8" + 1 φ 5/8"	4	13,62	16,34	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,5	25	40	
4 φ 7/8" + 1 φ 5/8"	5	17,49	20,99	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,5	25	40	
5 φ 7/8" + 1 φ 5/8"	6	21,37	25,64	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,7	35	55	

BARRAS			PERFILES									
Combinacion	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de seccion (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)	
1 φ 1" + 2 φ 3/4"	3	10,77	12,92	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,9	25	40	
2 φ 1" + 2 φ 3/4"	4	15,83	19,00	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,5	25	40	
3 φ 1" + 2 φ 3/4"	5	20,90	25,08	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,7	35	55	
4 φ 1" + 2 φ 3/4"	6	25,97	31,16	2 IPN 140	36,4	13,2	2,5	5	25,7	30	50	
5 φ 1" + 2 φ 3/4"	7	31,03	37,24	2 IPN 120 + 2 IPN 60	39,1	18,4	2,5	5	35,9	40	65	
1 φ 7/8" + 2 φ 5/8"	3	7,84	9,41	2 IPN 60	10,7	6,8	2,5	5	19,3	25	40	
2 φ 7/8" + 2 φ 5/8"	4	11,72	14,06	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,9	25	40	
3 φ 7/8" + 2 φ 5/8"	5	15,59	18,71	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,5	25	40	
4 φ 7/8" + 2 φ 5/8"	6	19,47	23,36	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,7	35	55	
5 φ 7/8" + 2 φ 5/8"	7	23,35	28,02	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,3	35	55	
1 φ 1" + 3 φ 3/4"	4	13,62	16,34	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,5	25	40	
2 φ 1" + 3 φ 3/4"	5	18,68	22,42	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,7	35	55	
3 φ 1" + 3 φ 3/4"	6	23,75	28,50	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,3	35	55	
4 φ 1" + 3 φ 3/4"	7	28,81	34,57	2 IPN 140	36,4	13,2	2,5	5	25,7	30	50	
5 φ 1" + 3 φ 3/4"	8	33,88	40,66	4 IPN 100	42,48	20	2,5	5	37,5	40	65	
1 φ 7/8" + 3 φ 5/8"	4	9,82	11,78	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,9	25	40	
2 φ 7/8" + 3 φ 5/8"	5	13,69	16,43	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,5	25	40	
3 φ 7/8" + 3 φ 5/8"	6	17,57	21,08	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,5	25	40	
4 φ 7/8" + 3 φ 5/8"	7	21,45	25,74	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,7	35	55	
5 φ 7/8" + 3 φ 5/8"	8	25,33	30,40	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,3	35	55	
1 φ 1" + 4 φ 3/4"	5	16,47	19,76	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,5	25	40	
2 φ 1" + 4 φ 3/4"	6	21,53	25,84	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,7	35	55	
3 φ 1" + 4 φ 3/4"	7	26,60	31,92	2 IPN 140	36,4	13,2	2,5	5	25,7	30	50	
4 φ 1" + 4 φ 3/4"	8	31,67	38,00	2 IPN 120 + 2 IPN 60	39,1	18,4	2,5	5	35,9	40	65	
5 φ 1" + 4 φ 3/4"	9	36,73	44,08	2 IPN 140 + 2 IPN 60	47,1	20	2,5	5	37,5	40	65	

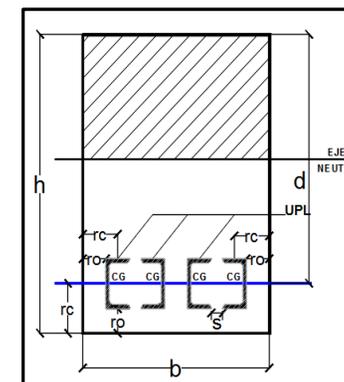
BARRAS			PERFILES									
Combinacion	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de seccion (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)	
1 φ 7/8" + 4 φ 5/8"	5	11,79	14,15	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,9	25	40	
2 φ 7/8" + 4 φ 5/8"	6	15,67	18,80	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,5	25	40	
3 φ 7/8" + 4 φ 5/8"	7	19,55	23,46	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,7	35	55	
4 φ 7/8" + 4 φ 5/8"	8	23,43	28,12	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,3	35	55	
5 φ 7/8" + 4 φ 5/8"	9	27,31	32,77	2 IPN 140	36,4	13,2	2,5	5	25,7	30	50	
1 φ 1" + 5 φ 3/4"	6	19,32	23,18	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,7	35	55	
2 φ 1" + 5 φ 3/4"	7	24,38	29,26	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,3	35	55	
3 φ 1" + 5 φ 3/4"	8	29,45	35,34	2 IPN 140	36,4	13,2	2,5	5	25,7	30	50	
4 φ 1" + 5 φ 3/4"	9	34,52	41,42	4 IPN 100	42,48	20	2,5	5	37,5	40	65	
5 φ 1" + 5 φ 3/4"	10	39,58	47,50	2 IPN 120 + 2 IPN 100	49,64	21,6	2,5	5	39,1	40	65	
1 φ 7/8" + 5 φ 5/8"	6	13,77	16,52	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,5	25	40	
2 φ 7/8" + 5 φ 5/8"	7	17,65	21,18	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,5	25	40	
3 φ 7/8" + 5 φ 5/8"	8	21,53	25,84	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,7	35	55	
4 φ 7/8" + 5 φ 5/8"	9	25,41	30,49	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,3	35	55	
5 φ 7/8" + 5 φ 5/8"	10	29,29	35,15	2 IPN 140	36,4	13,2	2,5	5	25,7	30	50	
1 φ 1" + 1 φ 5/8"	2	7,05	8,46	2 IPN 60	10,7	6,8	2,5	5	19,3	25	40	
2 φ 1" + 1 φ 5/8"	3	12,11	14,53	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,9	25	40	
3 φ 1" + 1 φ 5/8"	4	17,18	20,62	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,5	25	40	
4 φ 1" + 1 φ 5/8"	5	22,25	26,70	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,3	35	55	
5 φ 1" + 1 φ 5/8"	6	27,31	32,77	2 IPN 140	36,4	13,2	2,5	5	25,7	30	50	
1 φ 1" + 2 φ 5/8"	3	9,03	10,84	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,9	25	40	
2 φ 1" + 2 φ 5/8"	4	14,09	16,91	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,5	25	40	
3 φ 1" + 2 φ 5/8"	5	19,16	22,99	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,7	35	55	
4 φ 1" + 2 φ 5/8"	6	24,23	29,08	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,3	35	55	
5 φ 1" + 2 φ 5/8"	7	29,29	35,15	2 IPN 140	36,4	13,2	2,5	5	25,7	30	50	

BARRAS			PERFILES									
Combinacion	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de seccion (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)	
1 φ 1" + 3 φ 5/8"	4	11,00	13,20	2 IPN 80	15,54	8,4	2,5	5	20,9	25	40	
2 φ 1" + 3 φ 5/8"	5	16,07	19,28	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,5	25	40	
3 φ 1" + 3 φ 5/8"	6	21,14	25,37	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,7	35	55	
4 φ 1" + 3 φ 5/8"	7	26,20	31,44	2 IPN 140	36,4	13,2	2,5	5	25,7	30	50	
5 φ 1" + 3 φ 5/8"	8	31,27	37,52	2 IPN 120 + 2 IPN 60	39,1	18,4	2,5	5	35,9	40	65	
1 φ 1" + 4 φ 5/8"	5	12,98	15,58	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,5	25	40	
2 φ 1" + 4 φ 5/8"	6	18,05	21,66	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,7	35	55	
3 φ 1" + 4 φ 5/8"	7	23,12	27,74	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,3	35	55	
4 φ 1" + 4 φ 5/8"	8	28,18	33,82	2 IPN 140	36,4	13,2	2,5	5	25,7	30	50	
5 φ 1" + 4 φ 5/8"	9	33,25	39,90	4 IPN 100	42,48	20	2,5	5	37,5	40	65	
1 φ 1" + 5 φ 5/8"	6	14,96	17,95	2 IPN 100	21,24	10	2,5	5	22,5	25	40	
2 φ 1" + 5 φ 5/8"	7	20,03	24,04	2 IPN 80 + 2 IPN 60	26,24	15,2	2,5	5	32,7	35	55	
3 φ 1" + 5 φ 5/8"	8	25,10	30,12	4 IPN 80	31,08	16,8	2,5	5	34,3	35	55	
4 φ 1" + 5 φ 5/8"	9	30,16	36,19	2 IPN 140	36,4	13,2	2,5	5	25,7	30	50	
5 φ 1" + 5 φ 5/8"	10	35,23	42,28	4 IPN 100	42,48	20	2,5	5	37,5	40	65	

Tabla 4. 26 Ancho mínimo de perfiles UPL con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$ para las distintas combinaciones de barras

ESFUERZO CEDENTE DEL ACERO (F_y)	
BARRAS	PERFIL
$F_y \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$F_y \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
4200	2500

DESIGNACION	ANCHO DEL PERFIL (cm)	ÁREA (cm ²)
UPL 80	3,5	7,75
UPL 100	4,0	10,45
UPL 120	4,4	12,2



BARRAS			PERFILES								
Combinación	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinación de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de seccion (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)
1 φ 1" + 1 φ 7/8"	2	8,95	15,04	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40
2 φ 1" + 1 φ 7/8"	3	14,01	23,54	2 UPL 120	24,40	8,8	2,5	5	21,30	25	40
3 φ 1" + 1 φ 7/8"	4	19,08	32,05	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55
4 φ 1" + 1 φ 7/8"	5	24,15	40,57	4 UPL 100	41,80	16	2,5	5	33,50	35	55
5 φ 1" + 1 φ 7/8"	6	29,21	49,07	2 UPL 100 + 4 UPL 80	51,90	22	2,5	5	44,50	45	70
1 φ 7/8" + 1 φ 3/4"	2	6,73	11,31	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40
2 φ 7/8" + 1 φ 3/4"	3	10,61	17,82	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40
3 φ 7/8" + 1 φ 3/4"	4	14,49	24,34	2 UPL 120	24,40	8,8	2,5	5	21,30	25	40
4 φ 7/8" + 1 φ 3/4"	5	18,37	30,86	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55
5 φ 7/8" + 1 φ 3/4"	6	22,24	37,36	2 UPL 120 + 2 UPL 80	39,90	15,8	2,5	5	33,30	35	55

BARRAS			PERFILES									
Combinación	Nº	Acero en barras (cm²)	Acero Transformado (cm²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de seccion (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)	
1 φ 3/4" + 1 φ 5/8"	2	4,83	8,11	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40	
2 φ 3/4" + 1 φ 5/8"	3	7,68	12,90	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40	
3 φ 3/4" + 1 φ 5/8"	4	10,52	17,67	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40	
4 φ 3/4" + 1 φ 5/8"	5	13,38	22,48	2 UPL 120	24,40	8,8	2,5	5	21,30	25	40	
5 φ 3/4" + 1 φ 5/8"	6	16,22	27,25	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
1 φ 1" + 2 φ 7/8"	3	12,82	21,54	2 UPL 120	24,40	8,8	2,5	5	21,30	25	40	
2 φ 1" + 2 φ 7/8"	4	17,89	30,06	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
3 φ 1" + 2 φ 7/8"	5	22,96	38,57	2 UPL 120 + 2 UPL 80	39,90	15,8	2,5	5	33,30	35	55	
4 φ 1" + 2 φ 7/8"	6	28,03	47,09	2 UPL 100 + 4 UPL 80	51,90	22	2,5	5	44,50	45	70	
5 φ 1" + 2 φ 7/8"	7	33,09	55,59	4 UPL 100 + 2 UPL 80	57,30	23	2,5	5	45,50	50	80	
1 φ 7/8" + 2 φ 3/4"	3	9,58	16,09	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40	
2 φ 7/8" + 2 φ 3/4"	4	13,46	22,61	2 UPL 120	24,40	8,8	2,5	5	21,30	25	40	
3 φ 7/8" + 2 φ 3/4"	5	17,34	29,13	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
4 φ 7/8" + 2 φ 3/4"	6	21,22	35,65	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55	
5 φ 7/8" + 2 φ 3/4"	7	25,09	42,15	6 UPL 80	46,50	21	2,5	5	43,50	45	70	
1 φ 3/4" + 2 φ 5/8"	3	6,81	11,44	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40	
2 φ 3/4" + 2 φ 5/8"	4	9,65	16,21	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40	
3 φ 3/4" + 2 φ 5/8"	5	12,50	21,00	2 UPL 120	24,40	8,8	2,5	5	21,30	25	40	
4 φ 3/4" + 2 φ 5/8"	6	15,35	25,79	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
5 φ 3/4" + 2 φ 5/8"	7	18,20	30,58	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
1 φ 1" + 3 φ 7/8"	4	16,70	28,06	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
2 φ 1" + 3 φ 7/8"	5	21,77	36,57	4 UPL 100	41,80	16	2,5	5	33,50	35	55	
3 φ 1" + 3 φ 7/8"	6	26,84	45,09	6 UPL 80	46,50	21	2,5	5	43,50	45	70	
4 φ 1" + 3 φ 7/8"	7	31,91	53,61	4 UPL 100 + 2 UPL 80	57,30	23	2,5	5	45,50	50	80	
5 φ 1" + 3 φ 7/8"	8	36,97	62,11	6 UPL 100	62,70	24	2,5	5	46,50	50	80	

BARRAS			PERFILES									
Combinación	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de seccion (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)	
1 φ 7/8" + 3 φ 3/4"	4	12,43	20,88	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40	
2 φ 7/8" + 3 φ 3/4"	5	16,31	27,40	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
3 φ 7/8" + 3 φ 3/4"	6	20,19	33,92	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55	
4 φ 7/8" + 3 φ 3/4"	7	24,07	40,44	4 UPL 100	41,80	16	2,5	5	33,50	35	55	
5 φ 7/8" + 3 φ 3/4"	8	27,94	46,94	2 UPL 100 + 4 UPL 80	51,90	22	2,5	5	44,50	45	70	
1 φ 3/4" + 3 φ 5/8"	4	8,79	14,77	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40	
2 φ 3/4" + 3 φ 5/8"	5	11,63	19,54	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40	
3 φ 3/4" + 3 φ 5/8"	6	14,48	24,33	2 UPL 120	24,40	8,8	2,5	5	21,30	25	40	
4 φ 3/4" + 3 φ 5/8"	7	17,33	29,11	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
5 φ 3/4" + 3 φ 5/8"	8	20,18	33,90	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55	
1 φ 1" + 4 φ 7/8"	5	20,58	34,57	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55	
2 φ 1" + 4 φ 7/8"	6	25,65	43,09	6 UPL 80	46,50	21	2,5	5	43,50	45	70	
3 φ 1" + 4 φ 7/8"	7	30,72	51,61	2 UPL 100 + 4 UPL 80	51,90	22	2,5	5	44,50	45	70	
4 φ 1" + 4 φ 7/8"	8	35,78	60,11	6 UPL 100	62,70	24	2,5	5	46,50	50	80	
5 φ 1" + 4 φ 7/8"	9	40,85	68,63	4 UPL 120 + 2 UPL 100	69,70	25,6	2,5	5	48,10	50	80	
1 φ 7/8" + 4 φ 3/4"	5	15,28	25,67	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
2 φ 7/8" + 4 φ 3/4"	6	19,16	32,19	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55	
3 φ 7/8" + 4 φ 3/4"	7	23,04	38,71	2 UPL 120 + 2 UPL 80	39,90	15,8	2,5	5	33,30	35	55	
4 φ 7/8" + 4 φ 3/4"	8	26,92	45,23	6 UPL 80	46,50	21	2,5	5	43,50	45	70	
5 φ 7/8" + 4 φ 3/4"	9	30,79	51,73	2 UPL 100 + 4 UPL 80	51,90	22	2,5	5	44,50	45	70	
1 φ 3/4" + 4 φ 5/8"	5	10,77	18,09	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40	
2 φ 3/4" + 4 φ 5/8"	6	13,61	22,86	2 UPL 120	24,40	8,8	2,5	5	21,30	25	40	
3 φ 3/4" + 4 φ 5/8"	7	16,46	27,65	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
4 φ 3/4" + 4 φ 5/8"	8	19,31	32,44	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55	
5 φ 3/4" + 4 φ 5/8"	9	22,16	37,23	4 UPL 100	41,80	16	2,5	5	33,50	35	55	

BARRAS			PERFILES									
Combinación	Nº	Acero en barras (cm²)	Acero Transformado (cm²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de seccion (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)	
1 φ 1" + 5 φ 7/8"	6	24,46	41,09	4 UPL 100	41,80	16	2,5	5	33,50	35	55	
2 φ 1" + 5 φ 7/8"	7	29,53	49,61	2 UPL 100 + 4 UPL 80	51,90	22	2,5	5	44,50	45	70	
3 φ 1" + 5 φ 7/8"	8	34,60	58,13	6 UPL 100	62,70	24	2,5	5	46,50	50	80	
4 φ 1" + 5 φ 7/8"	9	39,66	66,63	4 UPL 120 + 2 UPL 100	69,70	25,6	2,5	5	48,10	50	80	
5 φ 1" + 5 φ 7/8"	10	44,73	75,15	6 UPL 100 + 2 UPL 80	78,20	31	2,5	5	58,50	60	95	
1 φ 7/8" + 5 φ 3/4"	6	18,13	30,46	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
2 φ 7/8" + 5 φ 3/4"	7	22,01	36,98	4 UPL 100	41,80	16	2,5	5	33,50	35	55	
3 φ 7/8" + 5 φ 3/4"	8	25,89	43,50	6 UPL 80	46,50	21	2,5	5	43,50	45	70	
4 φ 7/8" + 5 φ 3/4"	9	29,77	50,01	2 UPL 100 + 4 UPL 80	51,90	22	2,5	5	44,50	45	70	
5 φ 7/8" + 5 φ 3/4"	10	33,64	56,52	4 UPL 100 + 2 UPL 80	57,30	23	2,5	5	45,50	50	80	
1 φ 3/4" + 5 φ 5/8"	6	12,74	21,40	2 UPL 120	24,40	8,8	2,5	5	21,30	25	40	
2 φ 3/4" + 5 φ 5/8"	7	15,59	26,19	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
3 φ 3/4" + 5 φ 5/8"	8	18,44	30,98	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
4 φ 3/4" + 5 φ 5/8"	9	21,29	35,77	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55	
5 φ 3/4" + 5 φ 5/8"	10	24,14	40,56	4 UPL 100	41,80	16	2,5	5	33,50	35	55	
1 φ 1" + 1 φ 3/4"	2	7,92	13,31	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40	
2 φ 1" + 1 φ 3/4"	3	12,98	21,81	2 UPL 120	24,40	8,8	2,5	5	21,30	25	40	
3 φ 1" + 1 φ 3/4"	4	18,05	30,32	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
4 φ 1" + 1 φ 3/4"	5	23,12	38,84	4 UPL 100	41,80	16	2,5	5	33,50	35	55	
5 φ 1" + 1 φ 3/4"	6	28,18	47,34	2 UPL 100 + 4 UPL 80	51,90	22	2,5	5	44,50	45	70	
1 φ 7/8" + 1 φ 5/8"	2	5,86	9,84	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40	
2 φ 7/8" + 1 φ 5/8"	3	9,74	16,36	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40	
3 φ 7/8" + 1 φ 5/8"	4	13,62	22,88	2 UPL 120	24,40	8,8	2,5	5	21,30	25	40	
4 φ 7/8" + 1 φ 5/8"	5	17,49	29,38	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
5 φ 7/8" + 1 φ 5/8"	6	21,37	35,90	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55	

BARRAS			PERFILES									
Combinación	Nº	Acero en barras (cm²)	Acero Transformado (cm²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de seccion (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)	
1 φ 1" + 2 φ 3/4"	3	10,77	18,09	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40	
2 φ 1" + 2 φ 3/4"	4	15,83	26,59	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
3 φ 1" + 2 φ 3/4"	5	20,90	35,11	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55	
4 φ 1" + 2 φ 3/4"	6	25,97	43,63	6 UPL 80	46,50	21	2,5	5	43,50	45	70	
5 φ 1" + 2 φ 3/4"	7	31,03	52,13	4 UPL 100 + 2 UPL 80	57,30	23	2,5	5	45,50	50	80	
1 φ 7/8" + 2 φ 5/8"	3	7,84	13,17	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40	
2 φ 7/8" + 2 φ 5/8"	4	11,72	19,69	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40	
3 φ 7/8" + 2 φ 5/8"	5	15,59	26,19	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
4 φ 7/8" + 2 φ 5/8"	6	19,47	32,71	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55	
5 φ 7/8" + 2 φ 5/8"	7	23,35	39,23	4 UPL 100	41,80	16	2,5	5	33,50	35	55	
1 φ 1" + 3 φ 3/4"	4	13,62	22,88	2 UPL 120	24,40	8,8	2,5	5	21,30	25	40	
2 φ 1" + 3 φ 3/4"	5	18,68	31,38	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55	
3 φ 1" + 3 φ 3/4"	6	23,75	39,90	4 UPL 100	41,80	16	2,5	5	33,50	35	55	
4 φ 1" + 3 φ 3/4"	7	28,81	48,40	2 UPL 100 + 4 UPL 80	51,90	22	2,5	5	44,50	45	70	
5 φ 1" + 3 φ 3/4"	8	33,88	56,92	4 UPL 100 + 2 UPL 80	57,30	23	2,5	5	45,50	50	80	
1 φ 7/8" + 3 φ 5/8"	4	9,82	16,50	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40	
2 φ 7/8" + 3 φ 5/8"	5	13,69	23,00	2 UPL 120	24,40	8,8	2,5	5	21,30	25	40	
3 φ 7/8" + 3 φ 5/8"	6	17,57	29,52	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
4 φ 7/8" + 3 φ 5/8"	7	21,45	36,04	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55	
5 φ 7/8" + 3 φ 5/8"	8	25,33	42,55	6 UPL 80	46,50	21	2,5	5	43,50	45	70	
1 φ 1" + 4 φ 3/4"	5	16,47	27,67	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
2 φ 1" + 4 φ 3/4"	6	21,53	36,17	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55	
3 φ 1" + 4 φ 3/4"	7	26,60	44,69	6 UPL 80	46,50	21	2,5	5	43,50	45	70	
4 φ 1" + 4 φ 3/4"	8	31,67	53,21	4 UPL 100 + 2 UPL 80	57,30	23	2,5	5	45,50	50	80	
5 φ 1" + 4 φ 3/4"	9	36,73	61,71	6 UPL 100	62,70	24	2,5	5	46,50	50	80	

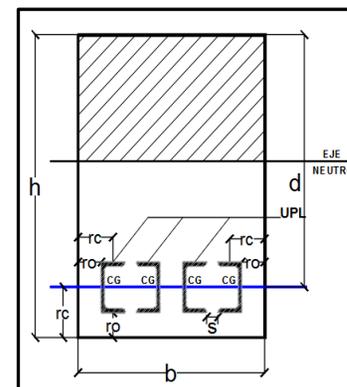
BARRAS			PERFILES									
Combinación	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de seccion (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)	
1 φ 7/8" + 4 φ 5/8"	5	11,79	19,81	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40	
2 φ 7/8" + 4 φ 5/8"	6	15,67	26,33	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
3 φ 7/8" + 4 φ 5/8"	7	19,55	32,84	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55	
4 φ 7/8" + 4 φ 5/8"	8	23,43	39,36	4 UPL 100	41,80	16	2,5	5	33,50	35	55	
5 φ 7/8" + 4 φ 5/8"	9	27,31	45,88	6 UPL 80	46,50	21	2,5	5	43,50	45	70	
1 φ 1" + 5 φ 3/4"	6	19,32	32,46	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55	
2 φ 1" + 5 φ 3/4"	7	24,38	40,96	4 UPL 100	41,80	16	2,5	5	33,50	35	55	
3 φ 1" + 5 φ 3/4"	8	29,45	49,48	2 UPL 100 + 4 UPL 80	51,90	22	2,5	5	44,50	45	70	
4 φ 1" + 5 φ 3/4"	9	34,52	57,99	6 UPL 100	62,70	24	2,5	5	46,50	50	80	
5 φ 1" + 5 φ 3/4"	10	39,58	66,49	4 UPL 120 + 2 UPL 100	69,70	25,6	2,5	5	48,10	50	80	
1 φ 7/8" + 5 φ 5/8"	6	13,77	23,13	2 UPL 120	24,40	8	2,5	5	20,50	25	40	
2 φ 7/8" + 5 φ 5/8"	7	17,65	29,65	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
3 φ 7/8" + 5 φ 5/8"	8	21,53	36,17	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55	
4 φ 7/8" + 5 φ 5/8"	9	25,41	42,69	6 UPL 80	46,50	21	2,5	5	43,50	45	70	
5 φ 7/8" + 5 φ 5/8"	10	29,29	49,21	2 UPL 100 + 4 UPL 80	51,90	22	2,5	5	44,50	45	70	
1 φ 1" + 1 φ 5/8"	2	7,05	11,84	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40	
2 φ 1" + 1 φ 5/8"	3	12,11	20,34	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40	
3 φ 1" + 1 φ 5/8"	4	17,18	28,86	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
4 φ 1" + 1 φ 5/8"	5	22,25	37,38	4 UPL 100	41,80	16	2,5	5	33,50	35	55	
5 φ 1" + 1 φ 5/8"	6	27,31	45,88	6 UPL 80	46,50	21	2,5	5	43,50	45	70	
1 φ 1" + 2 φ 5/8"	3	9,03	15,17	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40	
2 φ 1" + 2 φ 5/8"	4	14,09	23,67	2 UPL 120	24,40	8	2,5	5	20,50	25	40	
3 φ 1" + 2 φ 5/8"	5	19,16	32,19	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55	
4 φ 1" + 2 φ 5/8"	6	24,23	40,71	4 UPL 100	41,80	16	2,5	5	33,50	35	55	
5 φ 1" + 2 φ 5/8"	7	29,29	49,21	2 UPL 100 + 4 UPL 80	51,90	22	2,5	5	44,50	45	70	

BARRAS			PERFILES								
Combinación	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de seccion (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)
1 φ 1" + 3 φ 5/8"	4	11,00	18,48	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40
2 φ 1" + 3 φ 5/8"	5	16,07	27,00	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55
3 φ 1" + 3 φ 5/8"	6	21,14	35,52	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55
4 φ 1" + 3 φ 5/8"	7	26,20	44,02	6 UPL 80	46,50	21	2,5	5	38,50	40	65
5 φ 1" + 3 φ 5/8"	8	31,27	52,53	4 UPL 100 + 2 UPL 80	57,30	23	2,5	5	40,50	45	70
1 φ 1" + 4 φ 5/8"	5	12,98	21,81	2 UPL 120	24,40	8	2,5	5	20,50	25	40
2 φ 1" + 4 φ 5/8"	6	18,05	30,32	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55
3 φ 1" + 4 φ 5/8"	7	23,12	38,84	4 UPL 100	41,80	16	2,5	5	33,50	35	55
4 φ 1" + 4 φ 5/8"	8	28,18	47,34	2 UPL 100 + 4 UPL 80	51,90	22	2,5	5	44,50	45	70
5 φ 1" + 4 φ 5/8"	9	33,25	55,86	4 UPL 100 + 2 UPL 80	57,30	23	2,5	5	45,50	50	80
1 φ 1" + 5 φ 5/8"	6	14,96	25,13	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55
2 φ 1" + 5 φ 5/8"	7	20,03	33,65	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55
3 φ 1" + 5 φ 5/8"	8	25,10	42,17	6 UPL 80	46,50	21	2,5	5	43,50	45	70
4 φ 1" + 5 φ 5/8"	9	30,16	50,67	2 UPL 100 + 4 UPL 80	51,90	22	2,5	5	44,50	45	70
5 φ 1" + 5 φ 5/8"	10	35,23	59,19	6 UPL 100	62,70	24	2,5	5	46,50	50	80

Tabla 4. 27 Ancho mínimo de perfiles UPL con $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$ para las distintas combinaciones de barras

ESFUERZO CEDENTE DEL ACERO (F_y)	
BARRAS	PERFIL
F_y (kg/cm^2)	F_y (kg/cm^2)
4200	3500

DESIGNACION	ANCHO DEL PERFIL (cm)	ÁREA (cm^2)
UPL 80	3,5	7,75
UPL 100	4,0	10,45
UPL 120	4,4	12,2



BARRAS			PERFILES								
Combinación	Nº	Acero en barras (cm^2)	Acero Transformado (cm^2)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm^2)	Σ Ancho (b) de perfiles (cm)	s (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de seccion (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)
1 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8"	2	8,95	10,74	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40
2 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8"	3	14,01	16,81	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40
3 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8"	4	19,08	22,90	2 UPL 120	24,40	8,8	2,5	5	21,30	25	40
4 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8"	5	24,15	28,98	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55
5 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8"	6	29,21	35,05	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55
1 ϕ 7/8" + 1 ϕ 3/4"	2	6,73	8,08	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40
2 ϕ 7/8" + 1 ϕ 3/4"	3	10,61	12,73	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40
3 ϕ 7/8" + 1 ϕ 3/4"	4	14,49	17,39	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40
4 ϕ 7/8" + 1 ϕ 3/4"	5	18,37	22,04	2 UPL 120	24,40	8,8	2,5	5	21,30	25	40
5 ϕ 7/8" + 1 ϕ 3/4"	6	22,24	26,69	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55

BARRAS			PERFILES									
Combinación	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de seccion (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)	
1 φ 3/4" + 1 φ 5/8"	2	4,83	5,80								0	
2 φ 3/4" + 1 φ 5/8"	3	7,68	9,22	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40	
3 φ 3/4" + 1 φ 5/8"	4	10,52	12,62	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40	
4 φ 3/4" + 1 φ 5/8"	5	13,38	16,06	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40	
5 φ 3/4" + 1 φ 5/8"	6	16,22	19,46	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40	
1 φ 1" + 2 φ 7/8"	3	12,82	15,38	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40	
2 φ 1" + 2 φ 7/8"	4	17,89	21,47	2 UPL 120	24,40	8,8	2,5	5	21,30	25	40	
3 φ 1" + 2 φ 7/8"	5	22,96	27,55	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
4 φ 1" + 2 φ 7/8"	6	28,03	33,64	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55	
5 φ 1" + 2 φ 7/8"	7	33,09	39,71	4 UPL 100	41,80	16	2,5	5	33,50	35	55	
1 φ 7/8" + 2 φ 3/4"	3	9,58	11,50	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40	
2 φ 7/8" + 2 φ 3/4"	4	13,46	16,15	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40	
3 φ 7/8" + 2 φ 3/4"	5	17,34	20,81	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40	
4 φ 7/8" + 2 φ 3/4"	6	21,22	25,46	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
5 φ 7/8" + 2 φ 3/4"	7	25,09	30,11	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
1 φ 3/4" + 2 φ 5/8"	3	6,81	8,17	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40	
2 φ 3/4" + 2 φ 5/8"	4	9,65	11,58	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40	
3 φ 3/4" + 2 φ 5/8"	5	12,50	15,00	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40	
4 φ 3/4" + 2 φ 5/8"	6	15,35	18,42	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40	
5 φ 3/4" + 2 φ 5/8"	7	18,20	21,84	2 UPL 120	24,40	8,8	2,5	5	21,30	25	40	
1 φ 1" + 3 φ 7/8"	4	16,70	20,04	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40	
2 φ 1" + 3 φ 7/8"	5	21,77	26,12	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
3 φ 1" + 3 φ 7/8"	6	26,84	32,21	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55	
4 φ 1" + 3 φ 7/8"	7	31,91	38,29	4 UPL 100	41,80	16	2,5	5	33,50	35	55	
5 φ 1" + 3 φ 7/8"	8	36,97	44,36	6 UPL 80	46,50	21	2,5	5	43,50	45	70	

BARRAS			PERFILES									
Combinación	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de seccion (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)	
1 φ 7/8" + 3 φ 3/4"	4	12,43	14,92	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40	
2 φ 7/8" + 3 φ 3/4"	5	16,31	19,57	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40	
3 φ 7/8" + 3 φ 3/4"	6	20,19	24,23	2 UPL 120	24,40	8,8	2,5	5	21,30	25	40	
4 φ 7/8" + 3 φ 3/4"	7	24,07	28,88	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
5 φ 7/8" + 3 φ 3/4"	8	27,94	33,53	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55	
1 φ 3/4" + 3 φ 5/8"	4	8,79	10,55	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40	
2 φ 3/4" + 3 φ 5/8"	5	11,63	13,96	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40	
3 φ 3/4" + 3 φ 5/8"	6	14,48	17,38	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40	
4 φ 3/4" + 3 φ 5/8"	7	17,33	20,80	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40	
5 φ 3/4" + 3 φ 5/8"	8	20,18	24,22	2 UPL 120	24,40	8,8	2,5	5	21,30	25	40	
1 φ 1" + 4 φ 7/8"	5	20,58	24,70	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
2 φ 1" + 4 φ 7/8"	6	25,65	30,78	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
3 φ 1" + 4 φ 7/8"	7	30,72	36,86	4 UPL 100	41,80	16	2,5	5	33,50	35	55	
4 φ 1" + 4 φ 7/8"	8	35,78	42,94	6 UPL 80	46,50	21	2,5	5	43,50	45	70	
5 φ 1" + 4 φ 7/8"	9	40,85	49,02	2 UPL 100 + 4 UPL 80	51,90	22	2,5	5	44,50	45	70	
1 φ 7/8" + 4 φ 3/4"	5	15,28	18,34	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40	
2 φ 7/8" + 4 φ 3/4"	6	19,16	22,99	2 UPL 120	24,40	8,8	2,5	5	21,30	25	40	
3 φ 7/8" + 4 φ 3/4"	7	23,04	27,65	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
4 φ 7/8" + 4 φ 3/4"	8	26,92	32,30	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55	
5 φ 7/8" + 4 φ 3/4"	9	30,79	36,95	4 UPL 100	41,80	16	2,5	5	33,50	35	55	
1 φ 3/4" + 4 φ 5/8"	5	10,77	12,92	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40	
2 φ 3/4" + 4 φ 5/8"	6	13,61	16,33	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40	
3 φ 3/4" + 4 φ 5/8"	7	16,46	19,75	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40	
4 φ 3/4" + 4 φ 5/8"	8	19,31	23,17	2 UPL 120	24,40	8,8	2,5	5	21,30	25	40	
5 φ 3/4" + 4 φ 5/8"	9	22,16	26,59	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	

BARRAS			PERFILES									
Combinación	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de seccion (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)	
1 φ 1" + 5 φ 7/8"	6	24,46	29,35	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
2 φ 1" + 5 φ 7/8"	7	29,53	35,44	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55	
3 φ 1" + 5 φ 7/8"	8	34,60	41,52	4 UPL 100	41,80	16	2,5	5	33,50	35	55	
4 φ 1" + 5 φ 7/8"	9	39,66	47,59	2 UPL 100 + 4 UPL 80	51,90	22	2,5	5	44,50	45	70	
5 φ 1" + 5 φ 7/8"	10	44,73	53,68	4 UPL 100 + 2 UPL 80	57,30	23	2,5	5	45,50	50	80	
1 φ 7/8" + 5 φ 3/4"	6	18,13	21,76	2 UPL 120	24,40	8,8	2,5	5	21,30	25	40	
2 φ 7/8" + 5 φ 3/4"	7	22,01	26,41	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
3 φ 7/8" + 5 φ 3/4"	8	25,89	31,07	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55	
4 φ 7/8" + 5 φ 3/4"	9	29,77	35,72	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55	
5 φ 7/8" + 5 φ 3/4"	10	33,64	40,37	4 UPL 100	41,80	16	2,5	5	33,50	35	55	
1 φ 3/4" + 5 φ 5/8"	6	12,74	15,29	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40	
2 φ 3/4" + 5 φ 5/8"	7	15,59	18,71	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40	
3 φ 3/4" + 5 φ 5/8"	8	18,44	22,13	2 UPL 120	24,40	8,8	2,5	5	21,30	25	40	
4 φ 3/4" + 5 φ 5/8"	9	21,29	25,55	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
5 φ 3/4" + 5 φ 5/8"	10	24,14	28,97	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
1 φ 1" + 1 φ 3/4"	2	7,92	9,50	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40	
2 φ 1" + 1 φ 3/4"	3	12,98	15,58	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40	
3 φ 1" + 1 φ 3/4"	4	18,05	21,66	2 UPL 120	24,40	8,8	2,5	5	21,30	25	40	
4 φ 1" + 1 φ 3/4"	5	23,12	27,74	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
5 φ 1" + 1 φ 3/4"	6	28,18	33,82	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55	
1 φ 7/8" + 1 φ 5/8"	2	5,86	7,03								0	
2 φ 7/8" + 1 φ 5/8"	3	9,74	11,69	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40	
3 φ 7/8" + 1 φ 5/8"	4	13,62	16,34	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40	
4 φ 7/8" + 1 φ 5/8"	5	17,49	20,99	2 UPL 120	24,40	8,8	2,5	5	21,30	25	40	
5 φ 7/8" + 1 φ 5/8"	6	21,37	25,64	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	

BARRAS			PERFILES									
Combinación	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de seccion (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)	
1 φ 1" + 2 φ 3/4"	3	10,77	12,92	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40	
2 φ 1" + 2 φ 3/4"	4	15,83	19,00	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40	
3 φ 1" + 2 φ 3/4"	5	20,90	25,08	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
4 φ 1" + 2 φ 3/4"	6	25,97	31,16	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55	
5 φ 1" + 2 φ 3/4"	7	31,03	37,24	4 UPL 100	41,80	16	2,5	5	33,50	35	55	
1 φ 7/8" + 2 φ 5/8"	3	7,84	9,41	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40	
2 φ 7/8" + 2 φ 5/8"	4	11,72	14,06	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40	
3 φ 7/8" + 2 φ 5/8"	5	15,59	18,71	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40	
4 φ 7/8" + 2 φ 5/8"	6	19,47	23,36	2 UPL 120	24,40	8,8	2,5	5	21,30	25	40	
5 φ 7/8" + 2 φ 5/8"	7	23,35	28,02	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
1 φ 1" + 3 φ 3/4"	4	13,62	16,34	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40	
2 φ 1" + 3 φ 3/4"	5	18,68	22,42	2 UPL 120	24,40	8,8	2,5	5	21,30	25	40	
3 φ 1" + 3 φ 3/4"	6	23,75	28,50	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
4 φ 1" + 3 φ 3/4"	7	28,81	34,57	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55	
5 φ 1" + 3 φ 3/4"	8	33,88	40,66	4 UPL 100	41,80	16	2,5	5	33,50	35	55	
1 φ 7/8" + 3 φ 5/8"	4	9,82	11,78	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40	
2 φ 7/8" + 3 φ 5/8"	5	13,69	16,43	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40	
3 φ 7/8" + 3 φ 5/8"	6	17,57	21,08	2 UPL 120	24,40	8,8	2,5	5	21,30	25	40	
4 φ 7/8" + 3 φ 5/8"	7	21,45	25,74	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
5 φ 7/8" + 3 φ 5/8"	8	25,33	30,40	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
1 φ 1" + 4 φ 3/4"	5	16,47	19,76	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40	
2 φ 1" + 4 φ 3/4"	6	21,53	25,84	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
3 φ 1" + 4 φ 3/4"	7	26,60	31,92	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55	
4 φ 1" + 4 φ 3/4"	8	31,67	38,00	4 UPL 100	41,80	16	2,5	5	33,50	35	55	
5 φ 1" + 4 φ 3/4"	9	36,73	44,08	6 UPL 80	46,50	21	2,5	5	43,50	45	70	

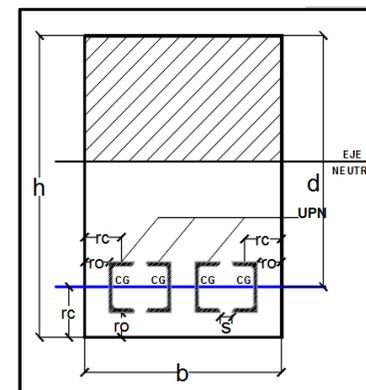
BARRAS			PERFILES								
Combinación	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de seccion (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)
1 φ 7/8" + 4 φ 5/8"	5	11,79	14,15	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40
2 φ 7/8" + 4 φ 5/8"	6	15,67	18,80	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40
3 φ 7/8" + 4 φ 5/8"	7	19,55	23,46	2 UPL 120	24,40	8,8	2,5	5	21,30	25	40
4 φ 7/8" + 4 φ 5/8"	8	23,43	28,12	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55
5 φ 7/8" + 4 φ 5/8"	9	27,31	32,77	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55
1 φ 1" + 5 φ 3/4"	6	19,32	23,18	2 UPL 120	24,40	8,8	2,5	5	21,30	25	40
2 φ 1" + 5 φ 3/4"	7	24,38	29,26	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55
3 φ 1" + 5 φ 3/4"	8	29,45	35,34	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55
4 φ 1" + 5 φ 3/4"	9	34,52	41,42	4 UPL 100	41,80	16	2,5	5	33,50	35	55
5 φ 1" + 5 φ 3/4"	10	39,58	47,50	2 UPL 100 + 4 UPL 80	51,90	22	2,5	5	44,50	45	70
1 φ 7/8" + 5 φ 5/8"	6	13,77	16,52	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40
2 φ 7/8" + 5 φ 5/8"	7	17,65	21,18	2 UPL 120	24,40	8,8	2,5	5	21,30	25	40
3 φ 7/8" + 5 φ 5/8"	8	21,53	25,84	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55
4 φ 7/8" + 5 φ 5/8"	9	25,41	30,49	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55
5 φ 7/8" + 5 φ 5/8"	10	29,29	35,15	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55
1 φ 1" + 1 φ 5/8"	2	7,05	8,46	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40
2 φ 1" + 1 φ 5/8"	3	12,11	14,53	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40
3 φ 1" + 1 φ 5/8"	4	17,18	20,62	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40
4 φ 1" + 1 φ 5/8"	5	22,25	26,70	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55
5 φ 1" + 1 φ 5/8"	6	27,31	32,77	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55
1 φ 1" + 2 φ 5/8"	3	9,03	10,84	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40
2 φ 1" + 2 φ 5/8"	4	14,09	16,91	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40
3 φ 1" + 2 φ 5/8"	5	19,16	22,99	2 UPL 120	24,40	8,8	2,5	5	21,30	25	40
4 φ 1" + 2 φ 5/8"	6	24,23	29,08	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55
5 φ 1" + 2 φ 5/8"	7	29,29	35,15	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55

BARRAS			PERFILES									
Combinación	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de seccion (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)	
1 φ 1" + 3 φ 5/8"	4	11,00	13,20	2 UPL 80	15,50	7	2,5	5	19,50	25	40	
2 φ 1" + 3 φ 5/8"	5	16,07	19,28	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40	
3 φ 1" + 3 φ 5/8"	6	21,14	25,37	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
4 φ 1" + 3 φ 5/8"	7	26,20	31,44	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55	
5 φ 1" + 3 φ 5/8"	8	31,27	37,52	4 UPL 100	41,80	16	2,5	5	33,50	35	55	
1 φ 1" + 4 φ 5/8"	5	12,98	15,58	2 UPL 100	20,90	7	2,5	5	19,50	25	40	
2 φ 1" + 4 φ 5/8"	6	18,05	21,66	2 UPL 120	24,40	8,8	2,5	5	21,30	25	40	
3 φ 1" + 4 φ 5/8"	7	23,12	27,74	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
4 φ 1" + 4 φ 5/8"	8	28,18	33,82	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55	
5 φ 1" + 4 φ 5/8"	9	33,25	39,90	4 UPL 100	41,80	16	2,5	5	33,50	35	55	
1 φ 1" + 5 φ 5/8"	6	14,96	17,95	2 UPL 100	20,90	8	2,5	5	20,50	25	40	
2 φ 1" + 5 φ 5/8"	7	20,03	24,04	2 UPL 120	24,40	8,8	2,5	5	21,30	25	40	
3 φ 1" + 5 φ 5/8"	8	25,10	30,12	4 UPL 80	31,00	14	2,5	5	31,50	35	55	
4 φ 1" + 5 φ 5/8"	9	30,16	36,19	2 UPL 100 + 2 UPL 80	36,40	15	2,5	5	32,50	35	55	
5 φ 1" + 5 φ 5/8"	10	35,23	42,28	6 UPL 80	46,50	21	2,5	5	43,50	45	70	

Tabla 4. 28 Ancho mínimo de perfiles UPN con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$ para las distintas combinaciones de barras

ESFUERZO CEDENTE DEL ACERO (F_y)	
BARRAS	PERFIL
F_y (kg/cm ²)	F_y (kg/cm ²)
4200	2500

DESIGNACION	ANCHO DEL PERFIL (cm)	Area (cm ²)
UPN 80	4,5	11
UPN 100	5	13,5
UPN 120	5,5	17
UPN 140	6	20,4



BARRAS			PERFILES									
Combinación	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinación de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	Σ Ancho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de sección (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)	
1 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8"	2	8,95	15,04	2 UPN 80	22,00	9	2,5	5	21,50	25	40	
2 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8"	3	14,01	23,54	2 UPN 100	27,00	10	2,5	5	22,50	25	40	
3 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8"	4	19,08	32,05	2 UPN 120	34,00	11	2,5	5	23,50	25	40	
4 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8"	5	24,15	40,57	2 UPN 140	40,80	12	2,5	5	24,50	25	40	
5 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8"	6	29,21	49,07	4 UPN 100	54,00	20	2,5	5	37,50	40	65	
1 ϕ 7/8" + 1 ϕ 3/4"	2	6,73	11,31	2 UPN 80	22,00	9	2,5	5	21,50	25	40	
2 ϕ 7/8" + 1 ϕ 3/4"	3	10,61	17,82	2 UPN 80	22,00	9	2,5	5	21,50	25	40	
3 ϕ 7/8" + 1 ϕ 3/4"	4	14,49	24,34	2 UPN 100	27,00	10	2,5	5	22,50	25	40	
4 ϕ 7/8" + 1 ϕ 3/4"	5	18,37	30,86	2 UPN 120	34,00	11	2,5	5	23,50	25	40	
5 ϕ 7/8" + 1 ϕ 3/4"	6	22,24	37,36	2 UPN 140	40,80	12	2,5	5	24,50	25	40	

BARRAS			PERFILES									
Combinación	Nº	Acero en barras (cm²)	Acero Transformado (cm²)	Combinación de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de seccion (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)	
1 φ 3/4" + 1 φ 5/8"	2	4,83	8,11								0	
2 φ 3/4" + 1 φ 5/8"	3	7,68	12,90	2 UPN 80	22,00	9	2,5	5	21,50	25	40	
3 φ 3/4" + 1 φ 5/8"	4	10,52	17,67	2 UPN 80	22,00	9	2,5	5	21,50	25	40	
4 φ 3/4" + 1 φ 5/8"	5	13,38	22,48	2 UPN 100	27,00	10	2,5	5	22,50	25	40	
5 φ 3/4" + 1 φ 5/8"	6	16,22	27,25	2 UPN 120	34,00	11	2,5	5	23,50	25	40	
1 φ 1" + 2 φ 7/8"	3	12,82	21,54	2 UPN 80	22,00	9	2,5	5	21,50	25	40	
2 φ 1" + 2 φ 7/8"	4	17,89	30,06	2 UPN 120	34,00	11	2,5	5	23,50	25	40	
3 φ 1" + 2 φ 7/8"	5	22,96	38,57	2 UPN 140	40,80	12	2,5	5	24,50	25	40	
4 φ 1" + 2 φ 7/8"	6	28,03	47,09	2 UPN 100 + 2 UPN 80	49,00	19	2,5	5	36,50	40	65	
5 φ 1" + 2 φ 7/8"	7	33,09	55,59	2 UPN 120 + 2 UPN 80	56,00	20	2,5	5	37,50	40	65	
1 φ 7/8" + 2 φ 3/4"	3	9,58	16,09	2 UPN 80	22,00	9	2,5	5	21,50	25	40	
2 φ 7/8" + 2 φ 3/4"	4	13,46	22,61	2 UPN 100	27,00	10	2,5	5	22,50	25	40	
3 φ 7/8" + 2 φ 3/4"	5	17,34	29,13	2 UPN 120	34,00	11	2,5	5	23,50	25	40	
4 φ 7/8" + 2 φ 3/4"	6	21,22	35,65	2 UPN 140	40,80	12	2,5	5	24,50	25	40	
5 φ 7/8" + 2 φ 3/4"	7	25,09	42,15	4 UPN 80	44,00	18	2,5	5	35,50	40	65	
1 φ 3/4" + 2 φ 5/8"	3	6,81	11,44	2 UPN 80	22,00	9	2,5	5	21,50	25	40	
2 φ 3/4" + 2 φ 5/8"	4	9,65	16,21	2 UPN 80	22,00	9	2,5	5	21,50	25	40	
3 φ 3/4" + 2 φ 5/8"	5	12,50	21,00	2 UPN 80	22,00	9	2,5	5	21,50	25	40	
4 φ 3/4" + 2 φ 5/8"	6	15,35	25,79	2 UPN 100	27,00	10	2,5	5	22,50	25	40	
5 φ 3/4" + 2 φ 5/8"	7	18,20	30,58	2 UPN 120	34,00	11	2,5	5	23,50	25	40	
1 φ 1" + 3 φ 7/8"	4	16,70	28,06	2 UPN 120	34,00	11	2,5	5	23,50	25	40	
2 φ 1" + 3 φ 7/8"	5	21,77	36,57	2 UPN 140	40,80	12	2,5	5	24,50	25	40	
3 φ 1" + 3 φ 7/8"	6	26,84	45,09	2 UPN 100 + 2 UPN 80	49,00	19	2,5	5	36,50	40	65	
4 φ 1" + 3 φ 7/8"	7	31,91	53,61	4 UPN 100	54,00	20	2,5	5	37,50	40	65	
5 φ 1" + 3 φ 7/8"	8	36,97	62,11	2 UPN 140 + 2 UPN 80	62,80	21	2,5	5	38,50	40	65	

BARRAS			PERFILES									
Combinación	Nº	Acero en barras (cm²)	Acero Transformado (cm²)	Combinación de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de seccion (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)	
1 φ 7/8" + 3 φ 3/4"	4	12,43	20,88	2 UPN 80	22,00	9	2,5	5	21,50	25	40	
2 φ 7/8" + 3 φ 3/4"	5	16,31	27,40	2 UPN 120	34,00	11	2,5	5	23,50	25	40	
3 φ 7/8" + 3 φ 3/4"	6	20,19	33,92	2 UPN 120	34,00	11	2,5	5	23,50	25	40	
4 φ 7/8" + 3 φ 3/4"	7	24,07	40,44	2 UPN 140	40,80	12	2,5	5	24,50	25	40	
5 φ 7/8" + 3 φ 3/4"	8	27,94	46,94	2 UPN 100 + 2 UPN 80	49,00	19	2,5	5	36,50	40	65	
1 φ 3/4" + 3 φ 5/8"	4	8,79	14,77	2 UPN 80	22,00	9	2,5	5	21,50	25	40	
2 φ 3/4" + 3 φ 5/8"	5	11,63	19,54	2 UPN 80	22,00	9	2,5	5	21,50	25	40	
3 φ 3/4" + 3 φ 5/8"	6	14,48	24,33	2 UPN 100	27,00	10	2,5	5	22,50	25	40	
4 φ 3/4" + 3 φ 5/8"	7	17,33	29,11	2 UPN 120	34,00	11	2,5	5	23,50	25	40	
5 φ 3/4" + 3 φ 5/8"	8	20,18	33,90	2 UPN 120	34,00	11	2,5	5	23,50	25	40	
1 φ 1" + 4 φ 7/8"	5	20,58	34,57	2 UPN 140	40,80	12	2,5	5	24,50	25	40	
2 φ 1" + 4 φ 7/8"	6	25,65	43,09	4 UPN 80	44,00	18	2,5	5	35,50	40	65	
3 φ 1" + 4 φ 7/8"	7	30,72	51,61	4 UPN 100	54,00	20	2,5	5	37,50	40	65	
4 φ 1" + 4 φ 7/8"	8	35,78	60,11	2 UPN 120 + 2 UPN 100	61,00	21	2,5	5	38,50	40	65	
5 φ 1" + 4 φ 7/8"	9	40,85	68,63	2 UPN 100 + 4 UPN 80	71,00	28	2,5	5	50,50	55	85	
1 φ 7/8" + 4 φ 3/4"	5	15,28	25,67	2 UPN 100	27,00	10	2,5	5	22,50	25	40	
2 φ 7/8" + 4 φ 3/4"	6	19,16	32,19	2 UPN 120	34,00	11	2,5	5	23,50	25	40	
3 φ 7/8" + 4 φ 3/4"	7	23,04	38,71	2 UPN 140	40,80	12	2,5	5	24,50	25	40	
4 φ 7/8" + 4 φ 3/4"	8	26,92	45,23	2 UPN 100 + 2 UPN 80	49,00	19	2,5	5	36,50	40	65	
5 φ 7/8" + 4 φ 3/4"	9	30,79	51,73	4 UPN 100	54,00	20	2,5	5	37,50	40	65	
1 φ 3/4" + 4 φ 5/8"	5	10,77	18,09	2 UPN 80	22,00	9	2,5	5	21,50	25	40	
2 φ 3/4" + 4 φ 5/8"	6	13,61	22,86	2 UPN 100	27,00	10	2,5	5	22,50	25	40	
3 φ 3/4" + 4 φ 5/8"	7	16,46	27,65	2 UPN 120	34,00	11	2,5	5	23,50	25	40	
4 φ 3/4" + 4 φ 5/8"	8	19,31	32,44	2 UPN 120	34,00	11	2,5	5	23,50	25	40	
5 φ 3/4" + 4 φ 5/8"	9	22,16	37,23	2 UPN 140	40,80	12	2,5	5	24,50	25	40	

BARRAS			PERFILES									
Combinación	Nº	Acero en barras (cm²)	Acero Transformado (cm²)	Combinación de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de sección (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)	
1 φ 1" + 5 φ 7/8"	6	24,46	41,09	4 UPN 80	44,00	18	2,5	5	35,50	40	65	
2 φ 1" + 5 φ 7/8"	7	29,53	49,61	4 UPN 100	54,00	20	2,5	5	37,50	40	65	
3 φ 1" + 5 φ 7/8"	8	34,60	58,13	2 UPN 120 + 2 UPN 100	61,00	21	2,5	5	38,50	40	65	
4 φ 1" + 5 φ 7/8"	9	39,66	66,63	2 UPN 140 + 2 UPN 100	67,80	22	2,5	5	39,50	40	65	
5 φ 1" + 5 φ 7/8"	10	44,73	75,15	4 UPN 100 + 2 UPN 80	76,00	29	2,5	5	51,50	55	85	
1 φ 7/8" + 5 φ 3/4"	6	18,13	30,46	2 UPN 120	34,00	11	2,5	5	23,50	25	40	
2 φ 7/8" + 5 φ 3/4"	7	22,01	36,98	2 UPN 140	40,80	12	2,5	5	24,50	25	40	
3 φ 7/8" + 5 φ 3/4"	8	25,89	43,50	4 UPN 80	44,00	18	2,5	5	35,50	40	65	
4 φ 7/8" + 5 φ 3/4"	9	29,77	50,01	2 UPN 100 + 2 UPN 80	49,00	19	2,5	5	36,50	40	65	
5 φ 7/8" + 5 φ 3/4"	10	33,64	56,52	2 UPN 120 + 2 UPN 100	61,00	21	2,5	5	38,50	40	65	
1 φ 3/4" + 5 φ 5/8"	6	12,74	21,40	2 UPN 80	22,00	9	2,5	5	21,50	25	40	
2 φ 3/4" + 5 φ 5/8"	7	15,59	26,19	2 UPN 100	27,00	10	2,5	5	22,50	25	40	
3 φ 3/4" + 5 φ 5/8"	8	18,44	30,98	2 UPN 120	34,00	11	2,5	5	23,50	25	40	
4 φ 3/4" + 5 φ 5/8"	9	21,29	35,77	2 UPN 140	40,80	12	2,5	5	24,50	25	40	
5 φ 3/4" + 5 φ 5/8"	10	24,14	40,56	2 UPN 140	40,80	12	2,5	5	24,50	25	40	
1 φ 1" + 1 φ 3/4"	2	7,92	13,31	2 UPN 80	22,00	9	2,5	5	21,50	25	40	
2 φ 1" + 1 φ 3/4"	3	12,98	21,81	2 UPN 80	22,00	9	2,5	5	21,50	25	40	
3 φ 1" + 1 φ 3/4"	4	18,05	30,32	2 UPN 120	34,00	11	2,5	5	23,50	25	40	
4 φ 1" + 1 φ 3/4"	5	23,12	38,84	2 UPN 140	40,80	12	2,5	5	24,50	25	40	
5 φ 1" + 1 φ 3/4"	6	28,18	47,34	2 UPN 100 + 2 UPN 80	49,00	19	2,5	5	36,50	40	65	
1 φ 7/8" + 1 φ 5/8"	2	5,86	9,84				2,5	5			0	
2 φ 7/8" + 1 φ 5/8"	3	9,74	16,36	2 UPN 80	22,00	9	2,5	5	21,50	25	40	
3 φ 7/8" + 1 φ 5/8"	4	13,62	22,88	2 UPN 100	27,00	10	2,5	5	22,50	25	40	
4 φ 7/8" + 1 φ 5/8"	5	17,49	29,38	2 UPN 120	34,00	11	2,5	5	23,50	25	40	
5 φ 7/8" + 1 φ 5/8"	6	21,37	35,90	2 UPN 140	40,80	12	2,5	5	24,50	25	40	

BARRAS			PERFILES									
Combinación	Nº	Acero en barras (cm²)	Acero Transformado (cm²)	Combinación de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de seccion (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)	
1 φ 1" + 2 φ 3/4"	3	10,77	18,09	2 UPN 80	22,00	9	2,5	5	21,50	25	40	
2 φ 1" + 2 φ 3/4"	4	15,83	26,59	2 UPN 100	27,00	10	2,5	5	22,50	25	40	
3 φ 1" + 2 φ 3/4"	5	20,90	35,11	2 UPN 140	40,80	12	2,5	5	24,50	25	40	
4 φ 1" + 2 φ 3/4"	6	25,97	43,63	4 UPN 80	44,00	18	2,5	5	35,50	40	65	
5 φ 1" + 2 φ 3/4"	7	31,03	52,13	4 UPN 100	54,00	20	2,5	5	37,50	40	65	
1 φ 7/8" + 2 φ 5/8"	3	7,84	13,17	2 UPN 80	22,00	9	2,5	5	21,50	25	40	
2 φ 7/8" + 2 φ 5/8"	4	11,72	19,69	2 UPN 80	22,00	9	2,5	5	21,50	25	40	
3 φ 7/8" + 2 φ 5/8"	5	15,59	26,19	2 UPN 100	27,00	10	2,5	5	22,50	25	40	
4 φ 7/8" + 2 φ 5/8"	6	19,47	32,71	2 UPN 120	34,00	11	2,5	5	23,50	25	40	
5 φ 7/8" + 2 φ 5/8"	7	23,35	39,23	2 UPN 140	40,80	12	2,5	5	24,50	25	40	
1 φ 1" + 3 φ 3/4"	4	13,62	22,88	2 UPN 100	27,00	10	2,5	5	22,50	25	40	
2 φ 1" + 3 φ 3/4"	5	18,68	31,38	2 UPN 120	34,00	11	2,5	5	23,50	25	40	
3 φ 1" + 3 φ 3/4"	6	23,75	39,90	2 UPN 140	40,80	12	2,5	5	24,50	25	40	
4 φ 1" + 3 φ 3/4"	7	28,81	48,40	2 UPN 100 + 2 UPN 80	49,00	19	2,5	5	36,50	40	65	
5 φ 1" + 3 φ 3/4"	8	33,88	56,92	2 UPN 120 + 2 UPN 100	61,00	21	2,5	5	38,50	40	65	
1 φ 7/8" + 3 φ 5/8"	4	9,82	16,50	2 UPN 80	22,00	9	2,5	5	21,50	25	40	
2 φ 7/8" + 3 φ 5/8"	5	13,69	23,00	2 UPN 100	27,00	10	2,5	5	22,50	25	40	
3 φ 7/8" + 3 φ 5/8"	6	17,57	29,52	2 UPN 120	34,00	11	2,5	5	23,50	25	40	
4 φ 7/8" + 3 φ 5/8"	7	21,45	36,04	2 UPN 140	40,80	12	2,5	5	24,50	25	40	
5 φ 7/8" + 3 φ 5/8"	8	25,33	42,55	4 UPN 80	44,00	18	2,5	5	35,50	40	65	
1 φ 1" + 4 φ 3/4"	5	16,47	27,67	2 UPN 120	34,00	11	2,5	5	23,50	25	40	
2 φ 1" + 4 φ 3/4"	6	21,53	36,17	2 UPN 140	40,80	12	2,5	5	24,50	25	40	
3 φ 1" + 4 φ 3/4"	7	26,60	44,69	2 UPN 100 + 2 UPN 80	49,00	19	2,5	5	36,50	40	65	
4 φ 1" + 4 φ 3/4"	8	31,67	53,21	4 UPN 100	54,00	20	2,5	5	37,50	40	65	
5 φ 1" + 4 φ 3/4"	9	36,73	61,71	2 UPN 140 + 2 UPN 100	67,80	22	2,5	5	39,50	40	65	

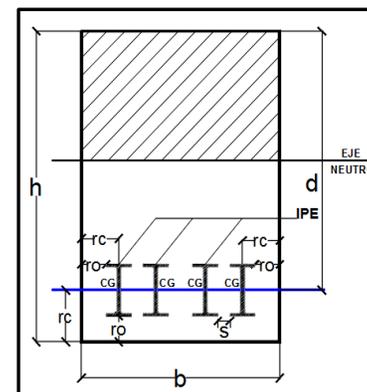
BARRAS			PERFILES									
Combinación	Nº	Acero en barras (cm²)	Acero Transformado (cm²)	Combinación de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de seccion (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)	
1 φ 7/8" + 4 φ 5/8"	5	11,79	19,81	2 UPN 80	22,00	9	2,5	5	21,50	25	40	
2 φ 7/8" + 4 φ 5/8"	6	15,67	26,33	2 UPN 100	27,00	10	2,5	5	22,50	25	40	
3 φ 7/8" + 4 φ 5/8"	7	19,55	32,84	2 UPN 120	34,00	11	2,5	5	23,50	25	40	
4 φ 7/8" + 4 φ 5/8"	8	23,43	39,36	2 UPN 140	40,80	12	2,5	5	24,50	25	40	
5 φ 7/8" + 4 φ 5/8"	9	27,31	45,88	2 UPN 100 + 2 UPN 80	49,00	19	2,5	5	36,50	40	65	
1 φ 1" + 5 φ 3/4"	6	19,32	32,46	2 UPN 120	34,00	11	2,5	5	23,50	25	40	
2 φ 1" + 5 φ 3/4"	7	24,38	40,96	4 UPN 80	44,00	18	2,5	5	35,50	40	65	
3 φ 1" + 5 φ 3/4"	8	29,45	49,48	4 UPN 100	54,00	20	2,5	5	37,50	40	65	
4 φ 1" + 5 φ 3/4"	9	34,52	57,99	2 UPN 120 + 2 UPN 100	61,00	21	2,5	5	38,50	40	65	
5 φ 1" + 5 φ 3/4"	10	39,58	66,49	2 UPN 140 + 2 UPN 100	67,80	22	2,5	5	39,50	40	65	
1 φ 7/8" + 5 φ 5/8"	6	13,77	23,13	2 UPN 100	27,00	10	2,5	5	22,50	25	40	
2 φ 7/8" + 5 φ 5/8"	7	17,65	29,65	2 UPN 120	34,00	11	2,5	5	23,50	25	40	
3 φ 7/8" + 5 φ 5/8"	8	21,53	36,17	2 UPN 140	40,80	12	2,5	5	24,50	25	40	
4 φ 7/8" + 5 φ 5/8"	9	25,41	42,69	4 UPN 80	44,00	18	2,5	5	35,50	40	65	
5 φ 7/8" + 5 φ 5/8"	10	29,29	49,21	4 UPN 100	54,00	20	2,5	5	37,50	40	65	
1 φ 1" + 1 φ 5/8"	2	7,05	11,84	2 UPN 80	22,00	9	2,5	5	21,50	25	40	
2 φ 1" + 1 φ 5/8"	3	12,11	20,34	2 UPN 80	22,00	9	2,5	5	21,50	25	40	
3 φ 1" + 1 φ 5/8"	4	17,18	28,86	2 UPN 120	34,00	11	2,5	5	23,50	25	40	
4 φ 1" + 1 φ 5/8"	5	22,25	37,38	2 UPN 140	40,80	12	2,5	5	24,50	25	40	
5 φ 1" + 1 φ 5/8"	6	27,31	45,88	2 UPN 100 + 2 UPN 80	49,00	19	2,5	5	36,50	40	65	
1 φ 1" + 2 φ 5/8"	3	9,03	15,17	2 UPN 80	22,00	9	2,5	5	21,50	25	40	
2 φ 1" + 2 φ 5/8"	4	14,09	23,67	2 UPN 100	27,00	10	2,5	5	22,50	25	40	
3 φ 1" + 2 φ 5/8"	5	19,16	32,19	2 UPN 120	34,00	11	2,5	5	23,50	25	40	
4 φ 1" + 2 φ 5/8"	6	24,23	40,71	2 UPN 140	40,80	12	2,5	5	24,50	25	40	
5 φ 1" + 2 φ 5/8"	7	29,29	49,21	4 UPN 100	54,00	20	2,5	5	37,50	40	65	

BARRAS			PERFILES									
Combinación	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinación de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de seccion (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)	
1 φ 1" + 3 φ 5/8"	4	11,00	18,48	2 UPN 80	22,00	9	2,5	5	21,50	25	40	
2 φ 1" + 3 φ 5/8"	5	16,07	27,00	2 UPN 100	27,00	10	2,5	5	22,50	25	40	
3 φ 1" + 3 φ 5/8"	6	21,14	35,52	2 UPN 140	40,80	12	2,5	5	24,50	25	40	
4 φ 1" + 3 φ 5/8"	7	26,20	44,02	2 UPN 100 + 2 UPN 80	49,00	19	2,5	5	36,50	40	65	
5 φ 1" + 3 φ 5/8"	8	31,27	52,53	4 UPN 100	54,00	20	2,5	5	37,50	40	65	
1 φ 1" + 4 φ 5/8"	5	12,98	21,81	2 UPN 80	22,00	9	2,5	5	21,50	25	40	
2 φ 1" + 4 φ 5/8"	6	18,05	30,32	2 UPN 120	34,00	11	2,5	5	23,50	25	40	
3 φ 1" + 4 φ 5/8"	7	23,12	38,84	2 UPN 140	40,80	12	2,5	5	24,50	25	40	
4 φ 1" + 4 φ 5/8"	8	28,18	47,34	2 UPN 100 + 2 UPN 80	49,00	19	2,5	5	36,50	40	65	
5 φ 1" + 4 φ 5/8"	9	33,25	55,86	2 UPN 120 + 2 UPN 100	61,00	21	2,5	5	38,50	40	65	
1 φ 1" + 5 φ 5/8"	6	14,96	25,13	2 UPN 100	27,00	10	2,5	5	22,50	25	40	
2 φ 1" + 5 φ 5/8"	7	20,03	33,65	2 UPN 120	34,00	11	2,5	5	23,50	25	40	
3 φ 1" + 5 φ 5/8"	8	25,10	42,17	4 UPN 80	44,00	18	2,5	5	35,50	40	65	
4 φ 1" + 5 φ 5/8"	9	30,16	50,67	4 UPN 100	54,00	20	2,5	5	37,50	40	65	
5 φ 1" + 5 φ 5/8"	10	35,23	59,19	2 UPN 120 + 2 UPN 100	61,00	21	2,5	5	38,50	40	65	

Tabla 4. 29 Ancho mínimo de perfiles IPE con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$ para las distintas combinaciones de barras.

ESFUERZO CEDENTE DEL ACERO (F_y)	
BARRAS	PERFIL
F_y (kg/cm ²)	F_y (kg/cm ²)
4200	2500

DESIGNACIÓN	ANCHO DEL PERFIL (cm)	Area (cm ²)
IPE 80	4,6	7,64
IPE 100	5,5	10,3
IPE 120	6,4	13,2
IPE 140	7,3	16,4



BARRAS			PERFILES									
Combinación	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinación de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	Σ Ancho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de seccion (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)	
1 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8"	2	8,95	15,04	2 IPE 80	15,28	9,2	2,5	5	21,70	25	40	
2 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8"	3	14,01	23,54	2 IPE 120	26,40	12,8	2,5	5	25,30	30	50	
3 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8"	4	19,08	32,05	2 IPE 140	32,80	14,6	2,5	5	27,10	30	50	
4 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8"	5	24,15	40,57	4 IPE 100	41,20	22	2,5	5	39,50	40	65	
5 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8"	6	29,21	49,07	4 IPE 120	52,80	25,6	2,5	5	43,10	45	70	
1 ϕ 7/8" + 1 ϕ 3/4"	2	6,73	11,31	2 IPE 80	15,28	9,2	2,5	5	21,70	25	40	
2 ϕ 7/8" + 1 ϕ 3/4"	3	10,61	17,82	2 IPE 100	20,60	11	2,5	5	23,50	25	40	
3 ϕ 7/8" + 1 ϕ 3/4"	4	14,49	24,34	2 IPE 120	26,40	12,8	2,5	5	25,30	30	50	
4 ϕ 7/8" + 1 ϕ 3/4"	5	18,37	30,86	2 IPE 140	32,80	14,6	2,5	5	27,10	30	50	
5 ϕ 7/8" + 1 ϕ 3/4"	6	22,24	37,36	4 IPE 100	41,20	22	2,5	5	37,50	40	65	

BARRAS			PERFILES								
Combinación	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinación de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de seccion (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)
1 φ 3/4" + 1 φ 5/8"	2	4,83	8,11	2 IPE 80	15,28	9,2	2,5	5	21,70	25	40
2 φ 3/4" + 1 φ 5/8"	3	7,68	12,90	2 IPE 80	15,28	9,2	2,5	5	21,70	25	40
3 φ 3/4" + 1 φ 5/8"	4	10,52	17,67	2 IPE 100	20,60	11	2,5	5	23,50	25	40
4 φ 3/4" + 1 φ 5/8"	5	13,38	22,48	2 IPE 120	26,40	12,8	2,5	5	25,30	30	50
5 φ 3/4" + 1 φ 5/8"	6	16,22	27,25	4 IPE 80	30,56	18,4	2,5	5	35,90	40	65
1 φ 1" + 2 φ 7/8"	3	12,82	21,54	2 IPE 120	26,40	12,8	2,5	5	25,30	30	50
2 φ 1" + 2 φ 7/8"	4	17,89	30,06	4 IPE 80	30,56	18,4	2,5	5	35,90	40	65
3 φ 1" + 2 φ 7/8"	5	22,96	38,57	4 IPE 100	41,20	22	2,5	5	39,50	40	65
4 φ 1" + 2 φ 7/8"	6	28,03	47,09	2 IPE 140 + 2 IPE 80	48,08	23,8	2,5	5	41,30	45	70
5 φ 1" + 2 φ 7/8"	7	33,09	55,59	2 IPE 120 + 4 IPE 80	56,96	31,2	2,5	5	53,70	55	85
1 φ 7/8" + 2 φ 3/4"	3	9,58	16,09	2 IPE 100	20,60	11	2,5	5	23,50	25	40
2 φ 7/8" + 2 φ 3/4"	4	13,46	22,61	2 IPE 120	26,40	12,8	2,5	5	25,30	30	50
3 φ 7/8" + 2 φ 3/4"	5	17,34	29,13	4 IPE 80	30,56	18,4	2,5	5	35,90	40	65
4 φ 7/8" + 2 φ 3/4"	6	21,22	35,65	2 IPE 100 + 2 IPE 80	35,88	20,2	2,5	5	37,70	40	65
5 φ 7/8" + 2 φ 3/4"	7	25,09	42,15	6 IPE 80	45,84	27,6	2,5	5	50,10	55	85
1 φ 3/4" + 2 φ 5/8"	3	6,81	11,44	2 IPE 80	15,28	9,2	2,5	5	21,70	25	40
2 φ 3/4" + 2 φ 5/8"	4	9,65	16,21	2 IPE 100	20,60	11	2,5	5	23,50	25	40
3 φ 3/4" + 2 φ 5/8"	5	12,50	21,00	2 IPE 120	26,40	12,8	2,5	5	25,30	30	50
4 φ 3/4" + 2 φ 5/8"	6	15,35	25,79	2 IPE 120	26,40	12,8	2,5	5	25,30	30	50
5 φ 3/4" + 2 φ 5/8"	7	18,20	30,58	2 IPE 140	32,80	14,6	2,5	5	27,10	30	50
1 φ 1" + 3 φ 7/8"	4	16,70	28,06	2 IPE 140	32,80	14,6	2,5	5	27,10	30	50
2 φ 1" + 3 φ 7/8"	5	21,77	36,57	4 IPE 100	41,20	22	2,5	5	39,50	40	65
3 φ 1" + 3 φ 7/8"	6	26,84	45,09	2 IPE 120 + 2 IPE 100	47,00	23,8	2,5	5	41,30	45	70
4 φ 1" + 3 φ 7/8"	7	31,91	53,61	2 IPE 120 + 4 IPE 80	56,96	31,2	2,5	5	53,70	55	85
5 φ 1" + 3 φ 7/8"	8	36,97	62,11	2 IPE 140 + 4 IPE 80	63,36	33	2,5	5	55,50	60	95

BARRAS			PERFILES								
Combinación	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinación de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de seccion (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)
1 φ 7/8" + 3 φ 3/4"	4	12,43	20,88	2 IPE 120	26,40	12,8	2,5	5	25,30	30	50
2 φ 7/8" + 3 φ 3/4"	5	16,31	27,40	2 IPE 140	32,80	14,6	2,5	5	27,10	30	50
3 φ 7/8" + 3 φ 3/4"	6	20,19	33,92	4 IPE 100	41,20	22	2,5	5	39,50	40	65
4 φ 7/8" + 3 φ 3/4"	7	24,07	40,44	2 IPE 120 + 2 IPE 80	41,68	22	2,5	5	39,50	40	65
5 φ 7/8" + 3 φ 3/4"	8	27,94	46,94	2 IPE 120 + 2 IPE 100	47,00	23,8	2,5	5	41,30	45	70
1 φ 3/4" + 3 φ 5/8"	4	8,79	14,77	2 IPE 80	15,28	9,2	2,5	5	21,70	25	40
2 φ 3/4" + 3 φ 5/8"	5	11,63	19,54	2 IPE 100	20,60	11	2,5	5	23,50	25	40
3 φ 3/4" + 3 φ 5/8"	6	14,48	24,33	2 IPE 120	26,40	12,8	2,5	5	25,30	30	50
4 φ 3/4" + 3 φ 5/8"	7	17,33	29,11	2 IPE 140	32,80	14,6	2,5	5	27,10	30	50
5 φ 3/4" + 3 φ 5/8"	8	20,18	33,90	2 IPE 100 + 2 IPE 80	35,88	20,2	2,5	5	37,70	40	65
1 φ 1" + 4 φ 7/8"	5	20,58	34,57	2 IPE 100 + 2 IPE 80	35,88	20,2	2,5	5	37,70	40	65
2 φ 1" + 4 φ 7/8"	6	25,65	43,09	6 IPE 80	45,84	27,6	2,5	5	50,10	55	85
3 φ 1" + 4 φ 7/8"	7	30,72	51,61	4 IPE 120	52,80	25,6	2,5	5	43,10	45	70
4 φ 1" + 4 φ 7/8"	8	35,78	60,11	2 IPE 140 + 4 IPE 80	63,36	33	2,5	5	55,50	60	95
5 φ 1" + 4 φ 7/8"	9	40,85	68,63	2 IPE 140 + 4 IPE 100	74,00	36,6	2,5	5	59,10	60	95
1 φ 7/8" + 4 φ 3/4"	5	15,28	25,67	2 IPE 120	26,40	12,8	2,5	5	25,30	30	50
2 φ 7/8" + 4 φ 3/4"	6	19,16	32,19	2 IPE 140	32,80	14,6	2,5	5	27,10	30	50
3 φ 7/8" + 4 φ 3/4"	7	23,04	38,71	4 IPE 100	41,20	22	2,5	5	39,50	40	65
4 φ 7/8" + 4 φ 3/4"	8	26,92	45,23	6 IPE 80	45,84	27,6	2,5	5	50,10	55	85
5 φ 7/8" + 4 φ 3/4"	9	30,79	51,73	4 IPE 120	52,80	25,6	2,5	5	43,10	45	70
1 φ 3/4" + 4 φ 5/8"	5	10,77	18,09	2 IPE 100	20,60	11	2,5	5	23,50	25	40
2 φ 3/4" + 4 φ 5/8"	6	13,61	22,86	2 IPE 120	26,40	12,8	2,5	5	25,30	30	50
3 φ 3/4" + 4 φ 5/8"	7	16,46	27,65	2 IPE 140	32,80	14,6	2,5	5	27,10	30	50
4 φ 3/4" + 4 φ 5/8"	8	19,31	32,44	2 IPE 140	32,80	14,6	2,5	5	27,10	30	50
5 φ 3/4" + 4 φ 5/8"	9	22,16	37,23	4 IPE 100	41,20	22	2,5	5	39,50	40	65

BARRAS			PERFILES									
Combinación	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinación de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de seccion (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)	
1 φ 1" + 5 φ 7/8"	6	24,46	41,09	4 IPE 100	41,20	22	2,5	5	39,50	40	65	
2 φ 1" + 5 φ 7/8"	7	29,53	49,61	4 IPE 120	52,80	25,6	2,5	5	43,10	45	70	
3 φ 1" + 5 φ 7/8"	8	34,60	58,13	2 IPE 140 + 4 IPE 80	63,36	33	2,5	5	55,50	60	95	
4 φ 1" + 5 φ 7/8"	9	39,66	66,63	2 IPE 120 + 4 IPE 100	67,60	34,8	2,5	5	57,30	60	95	
5 φ 1" + 5 φ 7/8"	10	44,73	75,15	4 IPE 140 + 2 IPE 80	80,88	38,4	2,5	5	60,90	65	100	
1 φ 7/8" + 5 φ 3/4"	6	18,13	30,46	2 IPE 140	32,80	14,6	2,5	5	27,10	30	50	
2 φ 7/8" + 5 φ 3/4"	7	22,01	36,98	4 IPE 100	41,20	22	2,5	5	39,50	40	65	
3 φ 7/8" + 5 φ 3/4"	8	25,89	43,50	6 IPE 80	45,84	27,6	2,5	5	50,10	55	85	
4 φ 7/8" + 5 φ 3/4"	9	29,77	50,01	4 IPE 120	52,80	25,6	2,5	5	43,10	45	70	
5 φ 7/8" + 5 φ 3/4"	10	33,64	56,52	2 IPE 120 + 4 IPE 80	56,96	31,2	2,5	5	53,70	55	85	
1 φ 3/4" + 5 φ 5/8"	6	12,74	21,40	2 IPE 120	26,40	12,8	2,5	5	25,30	30	50	
2 φ 3/4" + 5 φ 5/8"	7	15,59	26,19	2 IPE 120	26,40	12,8	2,5	5	25,30	30	50	
3 φ 3/4" + 5 φ 5/8"	8	18,44	30,98	2 IPE 140	32,80	14,6	2,5	5	27,10	30	50	
4 φ 3/4" + 5 φ 5/8"	9	21,29	35,77	2 IPE 100 + 2 IPE 80	35,88	20,2	2,5	5	37,70	40	65	
5 φ 3/4" + 5 φ 5/8"	10	24,14	40,56	4 IPE 100	41,20	22	2,5	5	39,50	40	65	
1 φ 1" + 1 φ 3/4"	2	7,92	13,31	2 IPE 80	15,28	9,2	2,5	5	21,70	25	40	
2 φ 1" + 1 φ 3/4"	3	12,98	21,81	2 IPE 120	26,40	12,8	2,5	5	25,30	30	50	
3 φ 1" + 1 φ 3/4"	4	18,05	30,32	2 IPE 140	32,80	14,6	2,5	5	27,10	30	50	
4 φ 1" + 1 φ 3/4"	5	23,12	38,84	4 IPE 100	41,20	22	2,5	5	39,50	40	65	
5 φ 1" + 1 φ 3/4"	6	28,18	47,34	4 IPE 120	52,80	25,6	2,5	5	43,10	45	70	
1 φ 7/8" + 1 φ 5/8"	2	5,86	9,84	2 IPE 80	15,28	9,2	2,5	5	21,70	25	40	
2 φ 7/8" + 1 φ 5/8"	3	9,74	16,36	2 IPE 100	20,60	11	2,5	5	23,50	25	40	
3 φ 7/8" + 1 φ 5/8"	4	13,62	22,88	2 IPE 120	26,40	12,8	2,5	5	25,30	30	50	
4 φ 7/8" + 1 φ 5/8"	5	17,49	29,38	2 IPE 140	32,80	14,6	2,5	5	27,10	30	50	
5 φ 7/8" + 1 φ 5/8"	6	21,37	35,90	4 IPE 100	41,20	22	2,5	5	39,50	40	65	

BARRAS			PERFILES								
Combinación	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinación de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de seccion (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)
1 φ 1" + 2 φ 3/4"	3	10,77	18,09	2 IPE 100	20,60	11	2,5	5	23,50	25	40
2 φ 1" + 2 φ 3/4"	4	15,83	26,59	2 IPE 140	32,80	14,6	2,5	5	27,10	30	50
3 φ 1" + 2 φ 3/4"	5	20,90	35,11	4 IPE 100	41,20	22	2,5	5	39,50	40	65
4 φ 1" + 2 φ 3/4"	6	25,97	43,63	6 IPE 80	45,84	27,6	2,5	5	50,10	55	85
5 φ 1" + 2 φ 3/4"	7	31,03	52,13	4 IPE 120	52,80	25,6	2,5	5	43,10	45	70
1 φ 7/8" + 2 φ 5/8"	3	7,84	13,17	2 IPE 80	15,28	9,2	2,5	5	21,70	25	40
2 φ 7/8" + 2 φ 5/8"	4	11,72	19,69	2 IPE 100	20,60	11	2,5	5	23,50	25	40
3 φ 7/8" + 2 φ 5/8"	5	15,59	26,19	2 IPE 120	26,40	12,8	2,5	5	25,30	30	50
4 φ 7/8" + 2 φ 5/8"	6	19,47	32,71	2 IPE 140	32,80	14,6	2,5	5	27,10	30	50
5 φ 7/8" + 2 φ 5/8"	7	23,35	39,23	4 IPE 100	41,20	22	2,5	5	39,50	40	65
1 φ 1" + 3 φ 3/4"	4	13,62	22,88	2 IPE 120	26,40	12,8	2,5	5	25,30	30	50
2 φ 1" + 3 φ 3/4"	5	18,68	31,38	2 IPE 140	32,80	14,6	2,5	5	27,10	30	50
3 φ 1" + 3 φ 3/4"	6	23,75	39,90	4 IPE 100	41,20	22	2,5	5	39,50	40	65
4 φ 1" + 3 φ 3/4"	7	28,81	48,40	4 IPE 120	52,80	25,6	2,5	5	43,10	45	70
5 φ 1" + 3 φ 3/4"	8	33,88	56,92	2 IPE 120 + 4 IPE 80	56,96	31,2	2,5	5	53,70	55	85
1 φ 7/8" + 3 φ 5/8"	4	9,82	16,50	2 IPE 100	20,60	11	2,5	5	23,50	25	40
2 φ 7/8" + 3 φ 5/8"	5	13,69	23,00	2 IPE 120	26,40	12,8	2,5	5	25,30	30	50
3 φ 7/8" + 3 φ 5/8"	6	17,57	29,52	2 IPE 140	32,80	14,6	2,5	5	27,10	30	50
4 φ 7/8" + 3 φ 5/8"	7	21,45	36,04	4 IPE 100	41,20	22	2,5	5	34,50	35	55
5 φ 7/8" + 3 φ 5/8"	8	25,33	42,55	6 IPE 80	45,84	27,6	2,5	5	40,10	45	70
1 φ 1" + 4 φ 3/4"	5	16,47	27,67	2 IPE 140	32,80	14,6	2,5	5	27,10	30	50
2 φ 1" + 4 φ 3/4"	6	21,53	36,17	4 IPE 100	41,20	22	2,5	5	39,50	40	65
3 φ 1" + 4 φ 3/4"	7	26,60	44,69	6 IPE 80	45,84	27,6	2,5	5	50,10	55	85
4 φ 1" + 4 φ 3/4"	8	31,67	53,21	2 IPE 120 + 4 IPE 80	56,96	31,2	2,5	5	53,70	55	85
5 φ 1" + 4 φ 3/4"	9	36,73	61,71	2 IPE 140 + 4 IPE 80	63,36	33	2,5	5	55,50	60	95

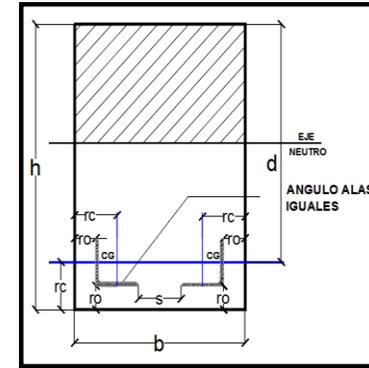
BARRAS			PERFILES								
Combinación	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinación de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de seccion (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)
1 φ 7/8" + 4 φ 5/8"	5	11,79	19,81	2 IPE 100	20,60	11	2,5	5	23,50	25	40
2 φ 7/8" + 4 φ 5/8"	6	15,67	26,33	2 IPE 120	26,40	12,8	2,5	5	25,30	30	50
3 φ 7/8" + 4 φ 5/8"	7	19,55	32,84	2 IPE 100 + 2 IPE 80	35,88	20,2	2,5	5	37,70	40	65
4 φ 7/8" + 4 φ 5/8"	8	23,43	39,36	4 IPE 100	41,20	22	2,5	5	39,50	40	65
5 φ 7/8" + 4 φ 5/8"	9	27,31	45,88	4 IPE 120	52,80	25,6	2,5	5	43,10	45	70
1 φ 1" + 5 φ 3/4"	6	19,32	32,46	2 IPE 140	32,80	14,6	2,5	5	27,10	30	50
2 φ 1" + 5 φ 3/4"	7	24,38	40,96	4 IPE 100	41,20	22	2,5	5	39,50	40	65
3 φ 1" + 5 φ 3/4"	8	29,45	49,48	4 IPE 120	52,80	25,6	2,5	5	43,10	45	70
4 φ 1" + 5 φ 3/4"	9	34,52	57,99	2 IPE 140 + 4 IPE 80	63,36	33	2,5	5	55,50	60	95
5 φ 1" + 5 φ 3/4"	10	39,58	66,49	2 IPE 140 + 4 IPE 100	74,00	36,6	2,5	5	59,10	60	95
1 φ 7/8" + 5 φ 5/8"	6	13,77	23,13	2 IPE 120	26,40	12,8	2,5	5	25,30	30	50
2 φ 7/8" + 5 φ 5/8"	7	17,65	29,65	2 IPE 140	32,80	14,6	2,5	5	27,10	30	50
3 φ 7/8" + 5 φ 5/8"	8	21,53	36,17	4 IPE 100	41,20	22	2,5	5	39,50	40	65
4 φ 7/8" + 5 φ 5/8"	9	25,41	42,69	6 IPE 80	45,84	27,6	2,5	5	50,10	55	85
5 φ 7/8" + 5 φ 5/8"	10	29,29	49,21	4 IPE 120	52,80	25,6	2,5	5	43,10	45	70
1 φ 1" + 1 φ 5/8"	2	7,05	11,84	2 IPE 80	15,28	9,2	2,5	5	21,70	25	40
2 φ 1" + 1 φ 5/8"	3	12,11	20,34	2 IPE 100	20,60	11	2,5	5	23,50	25	40
3 φ 1" + 1 φ 5/8"	4	17,18	28,86	2 IPE 140	32,80	14,6	2,5	5	27,10	30	50
4 φ 1" + 1 φ 5/8"	5	22,25	37,38	4 IPE 100	41,20	22	2,5	5	39,50	40	65
5 φ 1" + 1 φ 5/8"	6	27,31	45,88	4 IPE 120	52,80	25,6	2,5	5	43,10	45	70
1 φ 1" + 2 φ 5/8"	3	9,03	15,17	2 IPE 100	20,60	11	2,5	5	23,50	25	40
2 φ 1" + 2 φ 5/8"	4	14,09	23,67	2 IPE 120	26,40	12,8	2,5	5	25,30	30	50
3 φ 1" + 2 φ 5/8"	5	19,16	32,19	2 IPE 140	32,80	14,6	2,5	5	27,10	30	50
4 φ 1" + 2 φ 5/8"	6	24,23	40,71	4 IPE 100	41,20	22	2,5	5	39,50	40	65
5 φ 1" + 2 φ 5/8"	7	29,29	49,21	4 IPE 120	52,80	25,6	2,5	5	43,10	45	70

BARRAS			PERFILES								
Combinación	Nº	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinación de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de seccion (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)
1 φ 1" + 3 φ 5/8"	4	11,00	18,48	2 IPE 100	20,60	11	2,5	5	23,50	25	40
2 φ 1" + 3 φ 5/8"	5	16,07	27,00	2 IPE 140	32,80	14,6	2,5	5	27,10	30	50
3 φ 1" + 3 φ 5/8"	6	21,14	35,52	2 IPE 100 + 2 IPE 80	35,88	20,2	2,5	5	37,70	40	65
4 φ 1" + 3 φ 5/8"	7	26,20	44,02	6 IPE 80	45,84	27,6	2,5	5	50,10	55	85
5 φ 1" + 3 φ 5/8"	8	31,27	52,53	4 IPE 120	52,80	25,6	2,5	5	43,10	45	70
1 φ 1" + 4 φ 5/8"	5	12,98	21,81	2 IPE 120	26,40	12,8	2,5	5	25,30	30	50
2 φ 1" + 4 φ 5/8"	6	18,05	30,32	2 IPE 140	32,80	14,6	2,5	5	27,10	30	50
3 φ 1" + 4 φ 5/8"	7	23,12	38,84	4 IPE 100	41,20	22	2,5	5	39,50	40	65
4 φ 1" + 4 φ 5/8"	8	28,18	47,34	4 IPE 120	52,80	25,6	2,5	5	43,10	45	70
5 φ 1" + 4 φ 5/8"	9	33,25	55,86	2 IPE 140 + 4 IPE 80	63,36	33	2,5	5	55,50	60	95
1 φ 1" + 5 φ 5/8"	6	14,96	25,13	2 IPE 120	26,40	12,8	2,5	5	25,30	30	50
2 φ 1" + 5 φ 5/8"	7	20,03	33,65	2 IPE 100 + 2 IPE 80	35,88	20,2	2,5	5	37,70	40	65
3 φ 1" + 5 φ 5/8"	8	25,10	42,17	6 IPE 80	45,84	27,6	2,5	5	50,10	55	85
4 φ 1" + 5 φ 5/8"	9	30,16	50,67	4 IPE 120	52,80	25,6	2,5	5	43,10	45	70
5 φ 1" + 5 φ 5/8"	10	35,23	59,19	2 IPE 140 + 4 IPE 80	63,36	33	2,5	5	55,50	60	95

Tabla 4. 30 Ancho mínimo de perfiles ANGULO con $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$ para las distintas combinaciones de barras.

ESFUERZO CEDENTE DEL ACERO (F_y)	
BARRAS	PERFIL
$F_y \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$F_y \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
4200	3500

DESIGNACION	ANCHO DEL PERFIL (cm)	AREA (cm ²)
ANGULO 40*3	4	2,35
ANGULO 40*4	4	3,08
ANGULO 45*3	4,5	2,66
ANGULO 45*5	4,5	4,3
ANGULO 50*6	5	5,69
ANGULO 60*6	6	6,91
ANGULO 65*5	6,5	6,36
ANGULO 75*5	7,5	7,36



BARRAS		PERFILES								
Combinaciones	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinación de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	Σ Ancho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho mínimo de sección (cm)	Ancho mínimo constructivo (cm)	h (cm)
1 ϕ 7/8" + 1 ϕ 1/2"	5,15	6,18	2 x 40 x 4	6,98	8	2,5	5	20,5	25	40
2 ϕ 7/8" + 1 ϕ 1/2"	9,02	10,82	2 x 50 x 6	11,38	10	2,5	5	22,5	25	40
3 ϕ 7/8" + 1 ϕ 1/2"	12,90	15,48	6 x 45 x 3	15,96	27	2,5	5	49,5	50	80
4 ϕ 7/8" + 1 ϕ 1/2"	16,78	20,14	4 x 65 x 4	20,52	26	2,5	5	43,5	45	70
5 ϕ 7/8" + 1 ϕ 1/2"	20,66	24,79	4 x 65 x 5	25,44	26	2,5	5	43,5	45	70
1 ϕ 3/4" + 1 ϕ 1/2"	4,12	4,94	2 x 45 x 3	5,32	9	2,5	5	21,5	25	40
2 ϕ 3/4" + 1 ϕ 1/2"	6,96	8,35	2 x 45 x 5	8,6	9	2,5	5	21,5	25	40
3 ϕ 3/4" + 1 ϕ 1/2"	9,81	11,77	4 x 40 x 4	12,32	16	2,5	5	33,5	35	55
4 ϕ 3/4" + 1 ϕ 1/2"	12,66	15,19	6 x 45 x 3	15,96	27	2,5	5	49,5	50	80
5 ϕ 3/4" + 1 ϕ 1/2"	15,51	18,61	4 x 60 x 4	18,84	24	2,5	5	41,5	45	70
1 ϕ 5/8" + 1 ϕ 1/2"	3,24	3,89	2 x 40 x 4	6,16	8	2,5	5	20,5	25	40
2 ϕ 5/8" + 1 ϕ 1/2"	5,22	6,26	2 x 40 x 4	6,98	8	2,5	5	20,5	25	40
3 ϕ 5/8" + 1 ϕ 1/2"	7,20	8,64	2 x 40 x 6	8,96	8	2,5	5	20,5	25	40
4 ϕ 5/8" + 1 ϕ 1/2"	9,18	11,02	2 x 50 x 6	11,38	10	2,5	5	22,5	25	40
5 ϕ 5/8" + 1 ϕ 1/2"	11,16	13,39	2 x 60 x 6	13,82	12	2,5	5	24,5	25	40

BARRAS		PERFILES								
Combinaciones	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho minimo de seccion (cm)	Ancho minimo constructivo (cm)	h (cm)
1 φ 1/2" + 1 φ 3/8"	1,98	2,38								0
2 φ 1/2" + 1 φ 3/8"	3,24	3,89	2 x 40 x 4	6,16	8	2,5	5	20,5	25	40
3 φ 1/2" + 1 φ 3/8"	4,51	5,41	2 x 40 x 4	6,16	8	2,5	5	20,5	25	40
4 φ 1/2" + 1 φ 3/8"	5,78	6,94	2 x 40 x 4	6,98	8	2,5	5	20,5	25	40
5 φ 1/2" + 1 φ 3/8"	7,04	8,45	2 x 45 x 5	8,6	9	2,5	5	21,5	25	40
1 φ 7/8" + 2 φ 1/2"	6,41	7,69	2 x 50 x 4	7,78	10	2,5	5	22,5	25	40
2 φ 7/8" + 2 φ 1/2"	10,29	12,35	2 x 65 x 5	12,72	13	2,5	5	25,5	30	50
3 φ 7/8" + 2 φ 1/2"	14,17	17,00	2 x 65 x 7	17,4	13	2,5	5	25,5	30	50
4 φ 7/8" + 2 φ 1/2"	18,05	21,66	4 x 60 x 6	22,76	24	2,5	5	41,5	45	70
5 φ 7/8" + 2 φ 1/2"	21,93	26,32	4 x 60 x 6	27,64	24	2,5	5	41,5	45	70
1 φ 3/4" + 2 φ 1/2"	5,38	6,46	2 x 40 x 4	6,98	8	2,5	5	20,5	25	40
2 φ 3/4" + 2 φ 1/2"	8,23	9,88	2 x 65 x 4	10,26	13	2,5	5	25,5	30	50
3 φ 3/4" + 2 φ 1/2"	11,08	13,30	2 x 60 x 6	13,82	12	2,5	5	24,5	25	40
4 φ 3/4" + 2 φ 1/2"	13,93	16,72	4 x 45 x 5	17,2	18	2,5	5	35,5	40	65
5 φ 3/4" + 2 φ 1/2"	16,78	20,14	4 x 65 x 4	20,52	26	2,5	5	43,5	45	70
1 φ 5/8" + 2 φ 1/2"	4,51	5,41	2 x 40 x 4	6,16	8	2,5	5	20,5	25	40
2 φ 5/8" + 2 φ 1/2"	6,49	7,79	2 x 45 x 5	8,6	9	2,5	5	21,5	25	40
3 φ 5/8" + 2 φ 1/2"	8,47	10,16	2 x 65 x 4	10,26	13	2,5	5	25,5	30	50
4 φ 5/8" + 2 φ 1/2"	10,45	12,54	2 x 65 x 5	12,72	13	2,5	5	25,5	30	50
5 φ 5/8" + 2 φ 1/2"	12,42	14,90	2 x 65 x 6	15,06	13	2,5	5	25,5	30	50

BARRAS		PERFILES								
Combinaciones	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho minimo de seccion (cm)	Ancho minimo constructivo (cm)	h (cm)
1 φ 1/2" + 2 φ 3/8"	2,69	3,23								0
2 φ 1/2" + 2 φ 3/8"	3,96	4,75	2 x 40 x 4	6,16	8	2,5	5	20,5	25	40
3 φ 1/2" + 2 φ 3/8"	5,22	6,26	2 x 40 x 4	6,98	8	2,5	5	20,5	25	40
4 φ 1/2" + 2 φ 3/8"	6,49	7,79	2 x 45 x 5	8,6	9	2,5	5	21,5	25	40
5 φ 1/2" + 2 φ 3/8"	7,76	9,31	2 x 50 x 5	9,6	10	2,5	5	22,5	25	40
1 φ 7/8" + 3 φ 1/2"	7,68	9,22	2 x 50 x 5	9,6	10	2,5	5	22,5	25	40
2 φ 7/8" + 3 φ 1/2"	11,56	13,87	2 x 75 x 5	14,72	15	2,5	5	27,5	30	50
3 φ 7/8" + 3 φ 1/2"	15,44	18,53	4 x 60 x 4	18,84	24	2,5	5	41,5	45	70
4 φ 7/8" + 3 φ 1/2"	19,32	23,18	4 x 65 x 5	25,44	26	2,5	5	43,5	45	70
5 φ 7/8" + 3 φ 1/2"	23,20	27,84	4 x 75 x 5	29,44	30	2,5	5	47,5	50	80
1 φ 3/4" + 3 φ 1/2"	6,65	7,98	2 x 45 x 5	8,6	9	2,5	5	21,5	25	40
2 φ 3/4" + 3 φ 1/2"	9,50	11,40	2 x 65 x 5	12,72	13	2,5	5	25,5	30	50
3 φ 3/4" + 3 φ 1/2"	12,35	14,82	2 x 65 x 6	15,06	13	2,5	5	25,5	30	50
4 φ 3/4" + 3 φ 1/2"	15,20	18,24	4 x 60 x 4	18,84	24	2,5	5	41,5	45	70
5 φ 3/4" + 3 φ 1/2"	18,05	21,66	4 x 60 x 6	22,76	24	2,5	5	41,5	45	70
1 φ 5/8" + 3 φ 1/2"	5,78	6,94	2 x 40 x 4	6,98	8	2,5	5	20,5	25	40
2 φ 5/8" + 3 φ 1/2"	7,75	9,30	2 x 65 x 4	10,26	13	2,5	5	25,5	30	50
3 φ 5/8" + 3 φ 1/2"	9,73	11,68	4 x 40 x 4	12,32	16	2,5	5	33,5	35	55
4 φ 5/8" + 3 φ 1/2"	11,71	14,05	2 x 75 x 5	14,72	15	2,5	5	27,5	30	50
5 φ 5/8" + 3 φ 1/2"	13,69	16,43	4 x 45 x 5	17,2	18	2,5	5	35,5	40	65

BARRAS		PERFILES								
Combinaciones	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho minimo de seccion (cm)	Ancho minimo constructivo (cm)	h (cm)
1 φ 1/2" + 3 φ 3/8"	3,40	4,08	2 x 40 x 4	6,16	8	2,5	5	20,5	25	40
2 φ 1/2" + 3 φ 3/8"	4,67	5,60	2 x 40 x 4	6,98	8	2,5	5	20,5	25	40
3 φ 1/2" + 3 φ 3/8"	5,94	7,13	2 x 50 x 4	7,78	10	2,5	5	22,5	25	40
4 φ 1/2" + 3 φ 3/8"	7,20	8,64	2 x 40 x 6	8,96	8	2,5	5	20,5	25	40
5 φ 1/2" + 3 φ 3/8"	8,47	10,16	2 x 65 x 4	10,26	13	2,5	5	25,5	30	50
1 φ 7/8" + 4 φ 1/2"	8,95	10,74	2 x 50 x 6	11,38	10	2,5	5	22,5	25	40
2 φ 7/8" + 4 φ 1/2"	12,83	15,40	6 x 45 x 3	15,96	27	2,5	5	49,5	50	80
3 φ 7/8" + 4 φ 1/2"	16,70	20,04	2 x 75 x 7	20,2	15	2,5	5	27,5	30	50
4 φ 7/8" + 4 φ 1/2"	20,58	24,70	4 x 65 x 5	25,44	26	2,5	5	43,5	45	70
5 φ 7/8" + 4 φ 1/2"	24,46	29,35	4 x 75 x 5	29,44	30	2,5	5	47,5	50	80
1 φ 3/4" + 4 φ 1/2"	7,92	9,50	2 x 50 x 5	9,6	10	2,5	5	22,5	25	40
2 φ 3/4" + 4 φ 1/2"	10,76	12,91	2 x 60 x 6	13,82	12	2,5	5	24,5	25	40
3 φ 3/4" + 4 φ 1/2"	13,61	16,33	4 x 45 x 5	17,2	18	2,5	5	35,5	40	65
4 φ 3/4" + 4 φ 1/2"	16,46	19,75	2 x 75 x 7	20,2	15	2,5	5	27,5	30	50
5 φ 3/4" + 4 φ 1/2"	19,31	23,17	4 x 65 x 5	25,44	26	2,5	5	43,5	45	70
1 φ 5/8" + 4 φ 1/2"	7,04	8,45	2 x 45 x 5	8,6	9	2,5	5	21,5	25	40
2 φ 5/8" + 4 φ 1/2"	9,02	10,82	2 x 50 x 6	11,38	10	2,5	5	22,5	25	40
3 φ 5/8" + 4 φ 1/2"	11,00	13,20	2 x 60 x 6	13,82	12	2,5	5	24,5	25	40
4 φ 5/8" + 4 φ 1/2"	12,98	15,58	6 x 45 x 3	15,96	27	2,5	5	49,5	50	80
5 φ 5/8" + 4 φ 1/2"	14,96	17,95	4 x 60 x 4	18,84	24	2,5	5	41,5	45	70

BARRAS		PERFILES								
Combinaciones	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho minimo de seccion (cm)	Ancho minimo constructivo (cm)	h (cm)
1 φ 1/2" + 4 φ 3/8"	4,11	4,93	2 x 40 x 4	6,16	8	2,5	5	20,5	25	40
2 φ 1/2" + 4 φ 3/8"	5,38	6,46	2 x 40 x 4	6,98	8	2,5	5	20,5	25	40
3 φ 1/2" + 4 φ 3/8"	6,65	7,98	2 x 45 x 5	8,6	9	2,5	5	21,5	25	40
4 φ 1/2" + 4 φ 3/8"	7,92	9,50	2 x 50 x 5	9,6	10	2,5	5	22,5	25	40
5 φ 1/2" + 4 φ 3/8"	9,18	11,02	2 x 50 x 6	11,38	10	2,5	5	22,5	25	40
1 φ 7/8" + 5 φ 1/2"	10,21	12,25	4 x 40 x 4	12,32	16	2,5	5	33,5	35	55
2 φ 7/8" + 5 φ 1/2"	14,09	16,91	4 x 45 x 5	17,2	18	2,5	5	35,5	40	65
3 φ 7/8" + 5 φ 1/2"	17,97	21,56	4 x 60 x 6	22,76	24	2,5	5	41,5	45	70
4 φ 7/8" + 5 φ 1/2"	21,85	26,22	4 x 60 x 6	27,64	24	2,5	5	41,5	45	70
5 φ 7/8" + 5 φ 1/2"	25,73	30,88	2 x 100 x 8	31	20	2,5	5	32,5	35	55
1 φ 3/4" + 5 φ 1/2"	9,18	11,02	2 x 50 x 6	11,38	10	2,5	5	22,5	25	40
2 φ 3/4" + 5 φ 1/2"	12,03	14,44	2 x 75 x 5	14,72	15	2,5	5	27,5	30	50
3 φ 3/4" + 5 φ 1/2"	14,88	17,86	4 x 60 x 4	18,84	24	2,5	5	41,5	45	70
4 φ 3/4" + 5 φ 1/2"	17,73	21,28	4 x 60 x 6	22,76	24	2,5	5	41,5	45	70
5 φ 3/4" + 5 φ 1/2"	20,58	24,70	4 x 65 x 5	25,44	26	2,5	5	43,5	45	70
1 φ 5/8" + 5 φ 1/2"	8,31	9,97	2 x 65 x 4	10,26	13	2,5	5	25,5	30	50
2 φ 5/8" + 5 φ 1/2"	10,29	12,35	2 x 60 x 6	13,82	12	2,5	5	24,5	25	40
3 φ 5/8" + 5 φ 1/2"	12,27	14,72	2 x 65 x 6	15,06	13	2,5	5	25,5	30	50
4 φ 5/8" + 5 φ 1/2"	14,25	17,10	4 x 45 x 5	17,2	18	2,5	5	35,5	40	65
5 φ 5/8" + 5 φ 1/2"	16,23	19,48	2 x 75 x 7	20,2	15	2,5	5	27,5	30	50

BARRAS		PERFILES								
Combinaciones	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho minimo de seccion (cm)	Ancho minimo constructivo (cm)	h (cm)
1 φ 1/2" + 5 φ 3/8"	4,83	5,80	2 x 40 x 4	6,16	8	2,5	5	20,5	25	40
2 φ 1/2" + 5 φ 3/8"	6,09	7,31	2 x 50 x 4	7,78	10	2,5	5	22,5	25	40
3 φ 1/2" + 5 φ 3/8"	7,36	8,83	2 x 40 x 6	8,96	8	2,5	5	20,5	25	40
4 φ 1/2" + 5 φ 3/8"	8,63	10,36	2 x 50 x 6	11,38	10	2,5	5	22,5	25	40
5 φ 1/2" + 5 φ 3/8"	9,90	11,88	4 x 40 x 4	12,32	16	2,5	5	33,5	35	55
1 φ 3/4" + 1 φ 3/8"	3,56	4,27	2 x 40 x 4	6,16	8	2,5	5	20,5	25	40
2 φ 3/4" + 1 φ 3/8"	6,41	7,69	2 x 50 x 4	7,78	10	2,5	5	22,5	25	40
3 φ 3/4" + 1 φ 3/8"	9,26	11,11	2 x 50 x 6	11,38	10	2,5	5	22,5	25	40
4 φ 3/4" + 1 φ 3/8"	12,11	14,53	2 x 75 x 5	14,72	15	2,5	5	27,5	30	50
5 φ 3/4" + 1 φ 3/8"	14,96	17,95	4 x 60 x 4	18,84	24	2,5	5	41,5	45	70
1 φ 5/8" + 1 φ 3/8"	2,69	3,23								0
2 φ 5/8" + 1 φ 3/8"	4,67	5,60	2 x 40 x 4	6,16	8	2,5	5	20,5	25	40
3 φ 5/8" + 1 φ 3/8"	6,65	7,98	2 x 45 x 5	8,6	9	2,5	5	21,5	25	40
4 φ 5/8" + 1 φ 3/8"	8,62	10,34	2 x 50 x 6	11,38	10	2,5	5	22,5	25	40
5 φ 5/8" + 1 φ 3/8"	10,60	12,72	2 x 60 x 6	13,82	12	2,5	5	24,5	25	40
1 φ 3/4" + 2 φ 3/8"	4,28	5,14	2 x 40 x 4	6,16	8	2,5	5	20,5	25	40
2 φ 3/4" + 2 φ 3/8"	7,12	8,54	2 x 45 x 5	8,6	9	2,5	5	21,5	25	40
3 φ 3/4" + 2 φ 3/8"	9,97	11,96	4 x 40 x 4	12,32	16	2,5	5	33,5	35	55
4 φ 3/4" + 2 φ 3/8"	12,82	15,38	6 x 45 x 3	15,96	27	2,5	5	49,5	50	80
5 φ 3/4" + 2 φ 3/8"	15,67	18,80	4 x 60 x 4	18,84	24	2,5	5	41,5	45	70

BARRAS		PERFILES								
Combinaciones	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho minimo de seccion (cm)	Ancho minimo constructivo (cm)	h (cm)
1 φ 5/8" + 2 φ 3/8"	3,40	4,08	2 x 40 x 4	6,16	8	2,5	5	20,5	25	40
2 φ 5/8" + 2 φ 3/8"	5,38	6,46	2 x 40 x 4	6,98	8	2,5	5	20,5	25	40
3 φ 5/8" + 2 φ 3/8"	7,36	8,83	2 x 40 x 6	8,96	8	2,5	5	20,5	25	40
4 φ 5/8" + 2 φ 3/8"	9,34	11,21	2 x 50 x 6	11,38	10	2,5	5	22,5	25	40
5 φ 5/8" + 2 φ 3/8"	11,32	13,58	2 x 60 x 6	13,82	12	2,5	5	24,5	25	40
1 φ 3/4" + 3 φ 3/8"	4,99	5,99	2 x 40 x 4	6,16	8	2,5	5	20,5	25	40
2 φ 3/4" + 3 φ 3/8"	7,83	9,40	2 x 50 x 5	9,6	10	2,5	5	22,5	25	40
3 φ 3/4" + 3 φ 3/8"	10,68	12,82	2 x 60 x 6	13,82	12	2,5	5	24,5	25	40
4 φ 3/4" + 3 φ 3/8"	13,53	16,24	4 x 45 x 5	17,2	18	2,5	5	35,5	40	65
5 φ 3/4" + 3 φ 3/8"	16,38	19,66	2 x 75 x 7	20,2	15	2,5	5	27,5	30	50
1 φ 5/8" + 3 φ 3/8"	4,11	4,93	2 x 40 x 4	6,16	8	2,5	5	20,5	25	40
2 φ 5/8" + 3 φ 3/8"	6,09	7,31	2 x 50 x 4	7,78	10	2,5	5	22,5	25	40
3 φ 5/8" + 3 φ 3/8"	8,07	9,68	2 x 65 x 4	10,26	13	2,5	5	25,5	30	50
4 φ 5/8" + 3 φ 3/8"	10,05	12,06	4 x 40 x 4	12,32	16	2,5	5	33,5	35	55
5 φ 5/8" + 3 φ 3/8"	12,03	14,44	2 x 75 x 5	14,72	15	2,5	5	27,5	30	50
1 φ 3/4" + 4 φ 3/8"	5,70	6,84	2 x 40 x 4	6,98	8	2,5	5	20,5	25	40
2 φ 3/4" + 4 φ 3/8"	8,55	10,26	2 x 50 x 6	11,38	10	2,5	5	22,5	25	40
3 φ 3/4" + 4 φ 3/8"	11,40	13,68	2 x 60 x 6	13,82	12	2,5	5	24,5	25	40
4 φ 3/4" + 4 φ 3/8"	14,25	17,10	4 x 45 x 5	17,2	18	2,5	5	35,5	40	65
5 φ 3/4" + 4 φ 3/8"	17,10	20,52	4 x 60 x 6	22,76	24	2,5	5	41,5	45	70

BARRAS		PERFILES								
Combinaciones	Acero en barras (cm ²)	Acero Transformado (cm ²)	Combinacion de acero en perfiles	Acero colocado en perfiles (cm ²)	ΣAncho (b) de perfiles (cm)	S (cm)	ro (cm)	Ancho minimo de seccion (cm)	Ancho minimo constructivo (cm)	h (cm)
1 φ 5/8" + 4 φ 3/8"	4,83	5,80	2 x 40 x 4	6,16	8	2,5	5	20,5	25	40
2 φ 5/8" + 4 φ 3/8"	6,81	8,17	2 x 45 x 5	8,6	9	2,5	5	21,5	25	40
3 φ 5/8" + 4 φ 3/8"	8,78	10,54	2 x 50 x 6	11,38	10	2,5	5	22,5	25	40
4 φ 5/8" + 4 φ 3/8"	10,76	12,91	2 x 60 x 6	13,82	12	2,5	5	24,5	25	40
5 φ 5/8" + 4 φ 3/8"	12,74	15,29	6 x 45 x 3	15,96	27	2,5	5	49,5	50	80
1 φ 3/4" + 5 φ 3/8"	6,41	7,69	2 x 50 x 4	7,78	10	2,5	5	22,5	25	40
2 φ 3/4" + 5 φ 3/8"	9,26	11,11	2 x 50 x 6	11,38	10	2,5	5	22,5	25	40
3 φ 3/4" + 5 φ 3/8"	12,11	14,53	2 x 75 x 5	14,72	15	2,5	5	27,5	30	50
4 φ 3/4" + 5 φ 3/8"	14,96	17,95	4 x 60 x 4	18,84	24	2,5	5	41,5	45	70
5 φ 3/4" + 5 φ 3/8"	17,81	21,37	4 x 60 x 6	22,76	24	2,5	5	41,5	45	70
1 φ 5/8" + 5 φ 3/8"	5,54	6,65	2 x 40 x 4	6,98	8	2,5	5	20,5	25	40
2 φ 5/8" + 5 φ 3/8"	7,52	9,02	2 x 50 x 5	9,6	10	2,5	5	22,5	25	40
3 φ 5/8" + 5 φ 3/8"	9,50	11,40	4 x 40 x 4	12,32	16	2,5	5	33,5	35	55
4 φ 5/8" + 5 φ 3/8"	11,48	13,78	2 x 60 x 6	13,82	12	2,5	5	24,5	25	40
5 φ 5/8" + 5 φ 3/8"	13,96	16,75	4 x 45 x 5	17,2	18	2,5	5	35,5	40	65

4.10. Momento Último y Ductilidad de secciones

En esta sección se calcularon los valores de momento último y ductilidad de la sección con respecto al área de acero de refuerzo utilizando el programa de cálculo. Las combinaciones de barras que se tomaron en cuenta de la tabla 3.2 fueron las de mayor y menor cantidad de acero de acuerdo a cada una de las distintas combinaciones. Estas fueron analizadas con el programa de cálculo para los distintos tipos de perfiles como se muestra en la tabla 4.31:

Tabla 4.31 Momento último y ductilidad de sección para viga simple y viga compuesta con perfiles IPN con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$

COMBINACIONES DE BARRAS	COMBINACIONES DE PERFILES IPN	Seccion b x h cm	PERFILES				BARRAS				
	f_y (kg/cm ²)		Mu	ϕ_y	ϕ_u	Ductilidad	Mu	ϕ_y	ϕ_u	Ductilidad	
	2500		kg-m				kg-m				
1	2 ϕ 1"	4 IPN 60	35 x 55	25234	0,0037	0,0553	14,96	25008	0,0054	0,0673	12,40
2	10 ϕ 1"	2 IPN 140 + 4 IPN 120	60 X 95	180215	0,0022	0,0200	9,00	192576	0,0034	0,0222	6,48
3	2 ϕ 7/8"	2 IPN 80	25 X 40	10881	0,0056	0,0556	9,84	11579	0,0087	0,0600	6,93
4	10 ϕ 7/8"	4 IPN 120 + 2 IPN 60	55 X 85	118212	0,0024	0,0264	10,84	135531	0,0038	0,0311	8,17
5	2 ϕ 3/4"	2 IPN 60	25 X 40	8601	0,0052	0,0825	15,77	9355	0,0082	0,0793	9,70
6	10 ϕ 3/4"	2 IPN 120 + 2 IPN 100	40 X 65	60783	0,0035	0,0305	8,80	66128	0,0054	0,0317	5,85
7	3 ϕ 5/8"	2 IPN 60	25 X 40	8601	0,0052	0,0825	15,77	9802	0,0082	0,0786	9,54
8	10 ϕ 5/8"	2 IPN 140	30 X 50	29876	0,0048	0,0265	5,48	31376	0,0076	0,0314	4,15
9	1 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8"	2 IPN 80	25 X 40	14599	0,0081	0,0382	4,74	13049	0,0090	0,0582	6,49
10	5 ϕ 1" + 5 ϕ 7/8"	4 IPN 120 + 2 IPN 100	60 X 95	163047	0,0021	0,0294	13,87	179381	0,0033	0,0275	8,24
11	1 ϕ 7/8" + 1 ϕ 3/4"	2 IPN 80	25 X 40	10881	0,0056	0,0560	9,91	10743	0,0084	0,0778	9,26
12	5 ϕ 7/8" + 5 ϕ 3/4"	4 IPN 120	45 X 70	82777	0,0032	0,0200	6,32	86844	0,0050	0,0291	5,84
13	1 ϕ 3/4" + 1 ϕ 5/8"	2 IPN 60	25 X 40	8601	0,0052	0,0825	15,77	8409	0,0079	0,1009	12,73
14	5 ϕ 3/4" + 5 ϕ 5/8"	4 IPN 100	40 X 65	53394	0,0033	0,0307	9,22	58398	0,0052	0,0321	6,15
15	1 ϕ 1" + 1 ϕ 3/4"	2 IPN 80	25 X 40	10881	0,0056	0,0566	10,02	11810	0,0087	0,0595	6,83
16	5 ϕ 1" + 5 ϕ 3/4"	4 IPN 120 + 2 IPN 60	55 X 85	118212	0,0024	0,0264	10,84	136568	0,0038	0,0277	7,26
17	1 ϕ 7/8" + 1 ϕ 5/8"	2 IPN 80	25 X 40	10881	0,0056	0,0556	9,84	9623	0,0082	0,0788	9,59
18	5 ϕ 7/8" + 5 ϕ 5/8"	2 IPN 120 + 2 IPN 100	40 X 65	10881	0,0056	0,0556	9,84	68454	0,0055	0,0316	5,78
19	1 ϕ 1" + 1 ϕ 5/8"	2 IPN 80	25 X 40	60783	0,0035	0,0305	8,80	10932	0,0086	0,0660	7,67
20	5 ϕ 1" + 5 ϕ 5/8"	2 IPN 120 + 4 IPN 80	55 X 85	111738	0,0024	0,0333	14,17	126939	0,0037	0,0312	8,37

Tabla 4.32 Momento último y ductilidad de sección para viga simple y viga compuesta con perfiles IPN con $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$

COMBINACIONES DE BARRAS	COMBINACIONES DE PERFILES IPN	Seccion b x h cm	PERFILES				BARRAS				
	fy (kg/cm ²) 3500		Mu kg-m	Øy	Øu	Ductilidad	Mu	Øy	Øu	Ductilidad	
							kg-m				
1	2 φ 1"	2 IPN 80	25 X 40	14599	0,0081	0,0382	4,74	14278	0,0093	0,0575	6,16
2	10 φ 1"	2 IPN 140 + 2 IPN 120	45 X 70	100725	0,0033	0,0195	5,95	118197	0,0056	0,0206	3,67
3	2 φ 7/8"	2 IPN 60	25 X 40	10734	0,0074	0,0630	8,55	11579	0,0087	0,0600	6,93
4	10 φ 7/8"	2 IPN 140 + 2 IPN 60	40 X 65	76739	0,0048	0,0210	4,33	103953	0,0066	0,0158	2,40
5	2 φ 3/4"	2 IPN 60	25 X 40	8601	0,0052	0,0825	15,77	9355	0,0082	0,0793	9,70
6	10 φ 3/4"	2 IPN 140	30 X 50	38783	0,0070	0,0193	2,78	41863	0,0085	0,0217	2,55
7	3 φ 5/8"	2 IPN 60	25 X 40	8601	0,0052	0,0825	15,77	9802	0,0082	0,0786	9,54
8	10 φ 5/8"	2 IPN 80 + 2 IPN 60	35 X 55	37757	0,0055	0,0262	4,78	38400	0,0064	0,0388	6,04
9	1 φ 1" + 1 φ 7/8"	2 IPN 80	25 X 40	14599	0,0081	0,0382	4,74	13049	0,0090	0,0582	6,49
10	5 φ 1" + 5 φ 7/8"	4 IPN 120	45 X 70	101711	0,0045	0,0193	4,29	106297	0,0054	0,0209	3,85
11	1 φ 7/8" + 1 φ 3/4"	2 IPN 60	25 X 40	10734	0,0074	0,0630	8,55	10743	0,0084	0,0778	9,26
12	5 φ 7/8" + 5 φ 3/4"	4 IPN 100	40 X 65	71728	0,0048	0,0212	4,46	73674	0,0057	0,0231	4,08
13	1 φ 3/4" + 1 φ 5/8"	2 IPN 60	25 X 40	8601	0,0052	0,0825	15,77	8409	0,0079	0,1009	12,73
14	5 φ 3/4" + 5 φ 5/8"	4 IPN 80	35 X 55	43571	0,0057	0,0258	4,52	40851	0,0066	0,0385	5,88
15	1 φ 1" + 1 φ 3/4"	2 IPN 60	25 X 40	10734	0,0074	0,0630	8,55	11810	0,0087	0,0595	6,83
16	5 φ 1" + 5 φ 3/4"	2 IPN 120 + 2 IPN 100	40 X 65	80948	0,0050	0,0208	4,19	85406	0,0060	0,0226	3,77
17	1 φ 7/8" + 1 φ 5/8"	2 IPN 60	25 X 40	10734	0,0074	0,0630	8,55	9623	0,0082	0,0788	9,59
18	5 φ 7/8" + 5 φ 5/8"	2 IPN 140	30 X 50	10734	0,0074	0,0630	8,55	43961	0,0087	0,0214	2,45
19	1 φ 1" + 1 φ 5/8"	2 IPN 60	25 X 40	38783	0,0070	0,0193	2,78	10932	0,0086	0,0660	7,67
20	5 φ 1" + 5 φ 5/8"	4 IPN 100	40 X 65	111738	0,0024	0,0333	14,17	77967	0,0058	0,0229	3,94

- **Ductilidad:** Para los perfiles utilizados en las tablas 4.31 y 4.32, tenemos que las secciones de viga compuesta con $F_y 2500$ tienen una mejor ductilidad que las vigas simples, por lo tanto la capacidad de resistir grandes esfuerzos sin deformarse es mayor. Estas combinaciones tienen valores muy altos de ductilidad, lo cual es adecuado en vigas de concreto para que así no se produzca una falla frágil.

Para valores de $F_y 3500$ la ductilidad de ambas secciones es menor debido al aumento del esfuerzo cedente del acero, arrojando valores más aceptables en cuanto a los parámetros establecidos en la práctica profesional. Para estas combinaciones no existe el lineamiento de que cualquiera de las dos secciones tenga mayor ductilidad, sino que varía de acuerdo a la cantidad de acero.

Para este caso los perfiles IPN que tienen mejor comportamiento son los que tienen esfuerzo cedente $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$, los cuales arrojan

valores de ductilidad aceptables cumpliendo con los valores entre 3 y 4 utilizados en la práctica profesional

- **El momento último:** tanto de las vigas simples y las vigas compuestas para ambos esfuerzos cedentes (F_y) son similares. Sin embargo, existe una variación entre ambas vigas para los distintos valores de F_y . Esta variación puede deberse a la distribución del acero y al área que ocupan dentro de la sección de concreto.
- **Cantidad de perfiles utilizados:** para valores de F_y 2500 si la cantidad de perfiles es mayor, mayor es la ductilidad, pero en el caso de las secciones con F_y 3500 se presenta todo lo contrario, para una menor cantidad de perfiles mayor ductilidad, además que con ese valor de F_y 3500 se mantienen valores de ductilidad aceptables dentro del rango establecido en la práctica.

Tabla 4.33 Momento último y ductilidad de sección para viga simple y viga compuesta con perfiles UPL con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$

	COMBINACIONES DE BARRAS	COMBINACIONES DE PERFILES UPL	Seccion	PERFILES				BARRAS			
		f_y (kg/cm ²)	b x h	Mu	ϕ_y	ϕ_u	Ductilidad	Mu	ϕ_y	ϕ_u	Ductilidad
		2500	cm	(kg-m)				kg-m			
1	2 ϕ 1"	2 UPL 100	25 X 40	34041	0,0097	0,0159	1,63	14278	0,0093	0,0575	6,16
2	10 ϕ 1"	6 UPL 120 + 2 UPL 80	65 X 100	609370	0,0035	0,0158	4,46	215280	0,0032	0,0260	8,23
3	2 ϕ 7/8"	2 UPL 80	25 X 40	33602	0,0097	0,0158	1,62	11579	0,0087	0,0600	6,93
4	10 ϕ 7/8"	4 UPL 120 + 2 UPL 100	50 X 80	290680	0,0045	0,0072	1,62	118177	0,0042	0,0252	5,95
5	3 ϕ 3/4"	2 UPL 80	25 X 40	33602	0,0097	0,0158	1,62	12499	0,0089	0,0584	6,60
6	10 ϕ 3/4"	4 UPL 120	40 X 65	147184	0,0056	0,0090	1,61	66128	0,0054	0,0317	5,85
7	4 ϕ 5/8"	2 UPL 80	25 X 40	33602	0,0097	0,0158	1,62	11889	0,0087	0,0594	6,81
8	10 ϕ 5/8"	2 UPL 100 + 2 UPL 80	35 X 55	100281	0,0067	0,0109	1,64	38400	0,0064	0,0388	6,04
9	1 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8"	2 UPL 80	25 X 40	33602	0,0097	0,0158	1,62	13049	0,0090	0,0582	6,49
10	5 ϕ 1" + 5 ϕ 7/8"	6 UPL 100 + 2 UPL 80	65 X 95	549262	0,0037	0,0060	1,61	18838	0,0033	0,0278	8,49
11	1 ϕ 7/8" + 1 ϕ 3/4"	2 UPL 80	25 X 40	33602	0,0097	0,0158	1,62	10743	0,0084	0,0778	9,26
12	5 ϕ 7/8" + 5 ϕ 3/4"	4 UPL 100 + 2 UPL 80	50 X 80	289938	0,0045	0,0072	1,62	108107	0,0041	0,0304	7,47
13	2 ϕ 3/4" + 1 ϕ 5/8"	2 UPL 80	25 X 40	33602	0,0097	0,0158	1,62	11502	0,0086	0,0602	6,96
14	5 ϕ 3/4" + 5 ϕ 5/8"	4 UPL 100	35 X 55	100543	0,0067	0,0109	1,64	43798	0,0067	0,0282	4,19
15	1 ϕ 1" + 1 ϕ 3/4"	2 UPL 80	25 X 40	33602	0,0097	0,0158	1,62	11810	0,0087	0,0595	6,83
16	5 ϕ 1" + 5 ϕ 3/4"	4 UPL 120 + 2 UPL 100	50 X 80	290680	0,0045	0,0072	1,62	120884	0,0043	0,0251	5,90
17	2 ϕ 7/8" + 1 ϕ 5/8"	2 UPL 100	25 X 40	34041	0,0097	0,0159	1,63	13934	0,0092	0,0579	6,30
18	5 ϕ 7/8" + 5 ϕ 5/8"	2 UPL 100 + 4 UPL 80	45 X 70	193906	0,0051	0,0083	1,63	77752	0,0098	0,0294	2,99
19	1 ϕ 1" + 1 ϕ 5/8"	2 UPL 80	25 X 40	33602	0,0097	0,0158	1,62	10932	0,0086	0,0660	7,67
20	5 ϕ 1" + 5 ϕ 5/8"	6 UPL 100	50 X 80	290062	0,0045	0,0072	1,62	111046	0,0041	0,0265	6,44

Tabla 4.34 Momento último y ductilidad de sección para viga simple y viga compuesta con perfiles UPL con $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$

COMBINACIONES DE BARRAS	COMBINACIONES DE PERFILES UPL		Seccion	PERFILES				BARRAS			
	f_y (kg/cm ²)	b x h		Mu	ϕ_y	ϕ_u	Ductilidad	Mu	ϕ_y	ϕ_u	Ductilidad
	3500	cm	kg-m				kg-m				
1	2 ϕ 1"	2 UPL 80	25 X 40	36602	0,0097	0,0158	1,62	14278	0,0093	0,0575	6,16
2	10 ϕ 1"	6 UPL 100	50 X 80	288106	0,0045	0,0072	1,62	143819	0,0045	0,0196	4,36
3	2 ϕ 7/8"	2 UPL 80	25 X 40	33602	0,0097	0,0158	1,62	11579	0,0087	0,0600	6,93
4	10 ϕ 7/8"	4 UPL 120	40 X 65	146343	0,0056	0,0091	1,62	82942	0,0059	0,0227	3,82
5	3 ϕ 3/4"	2 UPL 80	25 X 40	33602	0,0097	0,0158	1,62	12499	0,0089	0,0584	6,60
6	10 ϕ 3/4"	2 UPL 100 + 2 UPL 80	35 X 55	100281	0,0067	0,0109	1,64	49743	0,0071	0,0277	3,91
7	4 ϕ 5/8"	2 UPL 80	25 X 40	33602	0,0097	0,0158	1,62	11889	0,0087	0,0594	6,81
8	10 ϕ 5/8"	2 UPL 120	30 X 50	68777	0,0076	0,0124	1,62	32135	0,0076	0,0314	4,11
9	1 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8"	2 UPL 80	25 X 40	33602	0,0097	0,0158	1,62	13049	0,0090	0,0582	6,49
10	5 ϕ 1" + 5 ϕ 7/8"	4 UPL 100 + 2 UPL 80	50 X 80	287981	0,0045	0,0072	1,62	133339	0,0044	0,0249	5,71
11	1 ϕ 7/8" + 1 ϕ 3/4"	2 UPL 80	25 X 40	33602	0,0097	0,0158	1,62	10743	0,0084	0,0778	9,26
12	5 ϕ 7/8" + 5 ϕ 3/4"	4 UPL 100	35 X 55	100543	0,0067	0,0109	1,64	57559	0,0075	0,0197	2,62
13	2 ϕ 3/4" + 1 ϕ 5/8"	2 UPL 80	25 X 40	33602	0,0097	0,0158	1,62	11502	0,0086	0,0602	6,96
14	5 ϕ 3/4" + 5 ϕ 5/8"	4 UPL 80	35 X 55	100017	0,0067	0,0109	1,64	43798	0,0067	0,0282	4,19
15	1 ϕ 1" + 1 ϕ 3/4"	2 UPL 80	25 X 40	33602	0,0097	0,0158	1,62	11810	0,0087	0,0595	6,83
16	5 ϕ 1" + 5 ϕ 3/4"	2 UPL 100 + 4 UPL 80	45 X 70	193005	0,0051	0,0083	1,63	100660	0,0053	0,0211	3,97
17	2 ϕ 7/8" + 1 ϕ 5/8"	2 UPL 80	25 X 40	33602	0,0097	0,0158	1,62	15483	0,0096	0,0419	4,37
18	5 ϕ 7/8" + 5 ϕ 5/8"	2 UPL 100 + 2 UPL 80	35 X 55	100281	0,0067	0,0109	1,64	51951	0,0072	0,0275	3,81
19	1 ϕ 1" + 1 ϕ 5/8"	2 UPL 80	25 X 40	33602	0,0097	0,0158	1,62	10932	0,0086	0,0660	7,67
20	5 ϕ 1" + 5 ϕ 5/8"	6 UPL 80	45 X 70	192734	0,0051	0,0083	1,63	90869	0,0050	0,0290	5,75

- **Ductilidad:** para estos perfiles UPL con esfuerzos cedentes F_y 2500 y F_y 3500 podemos observar mediante las tablas 4.33 y 4.34 que los valores de ductilidad son iguales, es decir, que independientemente de las combinaciones utilizadas la ductilidad para este tipo de perfiles se mantiene. Por otra parte los valores de ductilidad de este tipo de perfil es bajo, lo que quiere decir que no es aceptable este valor debido a que se pueden originar fallas frágiles de la sección.
- **Momento Último:** los valores obtenidos para todas las combinaciones y para ambos esfuerzos cedentes del acero de las vigas compuestas son mayores que los valores obtenidos para las vigas simples, lo que nos indica que las vigas compuestas con este tipo de perfiles tienen capacidad de resistir más esfuerzos que las vigas simples.
- **Cantidad de perfiles:** en este aspecto solo podemos observar que para ambos casos mientras más perfiles tenga la sección, mayor será el momento resistente

Tabla 4.35 Momento último y ductilidad de sección para viga simple y viga compuesta con perfiles UPN con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$

	COMBINACIONES DE BARRAS	COMBINACIONES DE PERFILES UPN	Seccion	PERFILES			BARRAS				
		$f_y \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	b x h	M_u	ϕ_y	ϕ_u	Ductilidad	M_u	ϕ_y	ϕ_u	Ductilidad
		2500	cm	kg-m				kg-m			
1	2 ϕ 1"	2 UPN 80	25 X 40	33690	0,0097	0,0158	1,62	13601	0,0091	0,0546	5,98
2	10 ϕ 1"	4 UPN 120 + 2 UPN 80	55 X 85	362050	0,0042	0,0068	1,62	155519	0,0039	0,0022	0,56
3	2 ϕ 7/8"	2 UPN 80	25 X 40	33690	0,0097	0,0158	1,62	10781	0,0084	0,0769	9,16
4	10 ϕ 7/8"	4 UPN 120	40 X 65	147050	0,0056	0,0091	1,63	82489	0,0057	0,0202	3,52
5	3 ϕ 3/4"	2 UPN 80	25 X 40	33690	0,0097	0,0158	1,62	11553	0,0086	0,0552	6,40
6	10 ϕ 3/4"	2 UPN 100 + 2 UPN 80	40 X 65	145241	0,0056	0,0091	1,62	63038	0,0052	0,0030	0,57
7	4 ϕ 5/8"	2 UPN 80	25 X 40	33690	0,0097	0,0158	1,62	11013	0,0085	0,0767	9,07
8	10 ϕ 5/8"	2 UPN 120	25 X 40	35272	0,0098	0,0159	1,63	22408	0,0110	0,0242	2,21
9	1 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8"	2 UPN 80	25 X 40	33690	0,0097	0,0158	1,62	12112	0,0088	0,0551	6,29
10	5 ϕ 1" + 5 ϕ 7/8"	4 UPN 100 + 2 UPN 80	55 X 85	361414	0,0042	0,0068	1,61	138488	0,0038	0,0307	8,00
11	1 ϕ 7/8" + 1 ϕ 3/4"	2 UPN 80	25 X 40	33690	0,0097	0,0158	1,62	9544	0,0082	0,0775	9,49
12	5 ϕ 7/8" + 5 ϕ 3/4"	2 UPN 120 + 2 UPN 100	40 X 65	146339	0,0056	0,0091	1,62	73385	0,0055	0,0295	5,38
13	2 ϕ 3/4" + 1 ϕ 5/8"	2 UPN 80	25 X 40	33690	0,0097	0,0158	1,62	10711	0,0084	0,0770	9,19
14	5 ϕ 3/4" + 5 ϕ 5/8"	2 UPN 140	25 X 40	37062	0,0098	0,0159	1,62	26088	0,0122	0,0227	1,87
15	1 ϕ 1" + 1 ϕ 3/4"	2 UPN 80	25 X 40	33690	0,0097	0,0158	1,62	10966	0,0084	0,0768	9,10
16	5 ϕ 1" + 5 ϕ 3/4"	2 UPN 140 + 2 UPN 100	40 X 65	147529	0,0056	0,0091	1,62	85091	0,0058	0,0201	3,46
17	2 ϕ 7/8" + 1 ϕ 5/8"	2 UPN 80	25 X 40	33690	0,0097	0,0158	1,62	13025	0,0090	0,0548	6,10
18	5 ϕ 7/8" + 5 ϕ 5/8"	4 UPN 100	40 X 65	145590	0,0056	0,0090	1,61	65542	0,0053	0,0299	5,64
19	1 ϕ 1" + 1 ϕ 5/8"	2 UPN 80	25 X 40	33690	0,0097	0,0158	1,62	10021	0,0083	0,0773	9,37
20	5 ϕ 1" + 5 ϕ 5/8"	2 UPN 120 + 2 UPN 100	40 X 65	146339	0,0056	0,0091	1,62	77675	0,0056	0,0205	3,66

- **Ductilidad:** para los perfiles utilizados en la tabla 4.35, la ductilidad se mantiene constante para todas las combinaciones, sin embargo estos valores no son aceptables de acuerdo al parámetro utilizado en práctica.
- **Momento Último:** el momento resistente de la viga compuesta es mayor para todas las combinaciones, es decir, presenta una mayor capacidad resistente que la viga simple.
- **Cantidad de perfiles:** la cantidad de perfiles utilizados aumenta el momento último de la viga compuesta, es decir, a mayor cantidad de acero mayor resistencia de la sección.

Tabla 4.36 Momento último y ductilidad de sección para viga simple y viga compuesta con perfiles IPE con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$

	COMBINACIONES DE BARRAS	COMBINACIONES DE PERFILES IPE	Seccion	PERFILES			BARRAS				
		f_y (kg/cm ²)	b x h	M_u	ϕ_y	ϕ_u	Ductilidad	M_u	ϕ_y	ϕ_u	Ductilidad
		2500	cm	kg-m				kg-m			
1	2 ϕ 1"	2 IPE 100	25 X 40	13002	0,0059	0,0396	6,67	13601	0,0091	0,055	5,98
2	10 ϕ 1"	4 IPE 140 + 2 IPE 100	65 X 100	172733	0,0020	0,0254	12,89	191240	0,0031	0,026	8,46
3	2 ϕ 7/8"	2 IPE 80	25 X 40	10473	0,0056	0,0643	11,49	10781	0,0084	0,077	9,16
4	10 ϕ 7/8"	4 IPE 120 + 2 IPE 80	60 X 95	137092	0,0020	0,0343	16,79	143768	0,0032	0,032	10,22
5	2 ϕ 3/4"	2 IPE 80	25 X 40	10473	0,0056	0,0643	11,49	8366	0,0080	0,084	10,40
6	10 ϕ 3/4"	2 IPE 100 + 4 IPE 80	55 X 85	93389	0,0023	0,0389	17,21	98632	0,0035	0,042	12,01
7	3 ϕ 5/8"	2 IPE 80	25 X 40	10473	0,0056	0,0643	11,49	8700	0,0080	0,080	9,94
8	10 ϕ 5/8"	2 IPE 100 + 2 IPE 80	40 X 65	44488	0,0032	0,0355	11,14	43438	0,0047	0,043	8,97
9	1 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8"	2 IPE 80	25 X 40	10473	0,0056	0,0643	11,49	12112	0,0088	0,055	6,29
10	5 ϕ 1" + 5 ϕ 7/8"	4 IPE 140 + 2 IPE 80	65 X 100	169953	0,0020	0,0324	16,60	175087	0,0030	0,029	9,78
11	1 ϕ 7/8" + 1 ϕ 3/4"	2 IPE 80	25 X 40	10473	0,0056	0,0643	11,49	9544	0,0082	0,078	9,49
12	5 ϕ 7/8" + 5 ϕ 3/4"	2 IPE 120 + 4 IPE 80	55 X 85	101724	0,0023	0,0389	16,81	107250	0,0036	0,032	9,04
13	1 ϕ 3/4" + 1 ϕ 5/8"	2 IPE 80	25 X 40	10473	0,0056	0,0643	11,49	7659	0,0077	0,104	13,48
14	5 ϕ 3/4" + 5 ϕ 5/8"	4 IPE 100	40 X 65	49836	0,0033	0,0355	10,79	48687	0,0049	0,042	8,66
15	1 ϕ 1" + 1 ϕ 3/4"	2 IPE 80	25 X 40	10473	0,0056	0,0643	11,49	10966	0,0084	0,077	9,10
16	5 ϕ 1" + 5 ϕ 3/4"	2 IPE 140 + 4 IPE 100	60 X 95	143188	0,0021	0,0309	14,77	135088	0,0031	0,037	11,96
17	1 ϕ 7/8" + 1 ϕ 5/8"	2 IPE 80	25 X 40	10473	0,0056	0,0643	11,49	8553	0,0080	0,081	10,07
18	5 ϕ 7/8" + 5 ϕ 5/8"	4 IPE 120	45 X 70	68599	0,0031	0,0325	10,57	77752	0,0048	0,029	6,08
19	1 ϕ 1" + 1 ϕ 5/8"	2 IPE 80	25 X 40	10473	0,0056	0,0643	11,49	10932	0,0086	0,066	7,67
20	5 ϕ 1" + 5 ϕ 5/8"	2 IPE 140 + 4 IPE 80	60 X 95	129260	0,0034	0,0343	10,00	149332	0,0032	0,030	9,46

- **Ductilidad:** para estos perfiles de la tabla 4.36, la ductilidad de la viga compuesta es mayor que la obtenida para la viga simple. Aunque estos valores son elevados en comparación con los utilizados en la práctica, garantizan que el elemento no presentará una falla frágil.
- **Momento Último:** los valores obtenidos para ambas secciones de viga simple y viga compuesta son similares, pero varían de acuerdo a la cantidad y distribución del acero.
- **Cantidad de perfiles:** con respecto a la viga compuesta, mientras mayor sea la cantidad de perfiles mayor será el momento resistente.

Tabla 4.37 Momento último y ductilidad de sección para viga simple y viga compuesta con perfiles ANGULOS con $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$

	COMBINACIONES DE BARRAS	COMBINACIONES DE PERFILES ANGULOS	Seccion	PERFILES				BARRAS			
		$f_y \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$b \times h$	M_u	ϕ_y	ϕ_u	Ductilidad	M_u	ϕ_y	ϕ_u	Ductilidad
		3500	cm	kg-m				kg-m			
1	3 ϕ 1/2"	2 x 40 x 3	25 x 40	6206	0,0064	0,1334	21,01	6922	0,0077	0,1081	14,02
2	10 ϕ 1/2"	6 x 45 x 3	50 x 80	48878	0,0029	0,0763	26,59	52319	0,0035	0,0668	19,32
3	5 ϕ 3/8"	2 x 40 x 3	25 x 40	6206	0,0064	0,1334	20,98	6532	0,0076	0,1269	16,71
4	10 ϕ 3/8"	2 x 45 x 5	25 x 40	9355	0,0071	0,0639	8,97	10932	0,0086	0,0660	7,67
5	1 ϕ 7/8" + 1 ϕ 1/2"	2 x 40 x 4	25 x 40	7349	0,0067	0,0955	14,26	8679	0,0081	0,0824	10,18
6	5 ϕ 7/8" + 5 ϕ 1/2"	2 x 100 x 8	35 x 55	44518	0,0058	0,0260	4,49	48035	0,0070	0,0279	3,99
7	1 ϕ 3/4" + 1 ϕ 1/2"	2 x 45 x 3	25 x 40	6417	0,0066	0,0989	15,09	7294	0,0077	0,1022	13,27
8	5 ϕ 3/4" + 5 ϕ 1/2"	4 x 65 x 5	45 x 70	54535	0,0037	0,0479	12,89	61556	0,0045	0,0398	8,94
9	1 ϕ 3/4" + 1 ϕ 3/8"	2 x 40 x 4	25 x 40	7349	0,0067	0,0955	14,26	6531	0,0076	0,1269	16,71
10	5 ϕ 3/4" + 5 ϕ 3/8"	4 x 60 x 6	45 x 70	57948	0,0038	0,0425	11,10	56234	0,0043	0,0504	11,60
11	1 ϕ 5/8" + 1 ϕ 1/2"	2 x 40 x 4	25 x 40	7349	0,0067	0,0955	14,26	6100	0,0075	0,1275	16,97
12	5 ϕ 5/8" + 5 ϕ 1/2"	2 x 75 x 7	30 x 50	26947	0,0062	0,0296	4,77	29246	0,0074	0,0431	5,86
13	2 ϕ 1/2" + 1 ϕ 3/8"	2 x 40 x 4	25 x 40	7349	0,0067	0,0955	14,26	6100	0,0075	0,1275	16,97
14	5 ϕ 1/2" + 5 ϕ 3/8"	4 x 40 x 4	35 x 55	21055	0,0047	0,0637	13,65	24636	0,0056	0,0674	12,08
15	2 ϕ 5/8" + 1 ϕ 3/8"	2 x 40 x 4	25 x 40	7349	0,0067	0,0955	14,26	8212	0,0079	0,1010	12,80
16	5 ϕ 5/8" + 5 ϕ 3/8"	4 x 45 x 5	40 x 65	35195	0,0039	0,0522	13,39	40048	0,0046	0,0552	11,88

- **Ductilidad:** con este tipo de perfiles según la tabla 4.37 la ductilidad de la sección aumenta debido a que los perfiles son de los más pequeños que existen en el mercado y por ende su área permite mayor elongación del elemento.
- **Momento Último:** para las combinaciones en general el momento último de la viga compuesta es menor que el valor de momento de la viga simple, esto se debe a que por tener dimensiones muy pequeñas no garantizan una adecuada resistencia. Sin embargo, para ambas secciones de viga los valores son similares.
- **Cantidad de perfiles:** mientras mayor sea la combinación de perfiles, mayor será la resistencia de la sección

De acuerdo al análisis realizado para cada tipo de perfiles tenemos lo siguiente:

- 1) Comparando los perfiles I podemos decir que los más adecuados para ser utilizados en vigas compuestas son los perfiles IPN con $F_y 3500$,

ya que estos son los que permiten una ductilidad de sección cercana y aceptable con respecto a los valores utilizados en la práctica. Aunque no soportan mayor resistencia que los perfiles IPN de 2500, estos garantizan ambos parámetros de ductilidad y resistencia.

- 2) Los perfiles canales UPL y UPN por los resultados obtenidos no son adecuados para ser utilizados en vigas compuestas, debido a que la ductilidad que se genera es pequeña en comparación con los valores establecidos en la práctica. Aunque no garantizan una buena ductilidad soportan más esfuerzos que la viga simple.
- 3) Los perfiles ángulos no son adecuados para ser utilizados como refuerzo de vigas compuestas debido a que la ductilidad que se genera es muy elevada, lo cual puede originar que acero alcance su esfuerzo de cedencia y ocurra una falla frágil.

4.11.-Deflexion de secciones

En esta sección se presentan las tablas de las deflexiones calculadas con el programa para cada una de las combinaciones y los distintos tipos de perfiles.

Las deflexiones máximas permisibles se obtienen de acuerdo a lo especificado en la tabla 4.38, como se muestra a continuación:

Tabla 4. 38 Deflexiones máximas permisibles

		$\Delta i \text{ max}$
Por Norma 1753 - 2006 →	Techo (cm)	3,33
	Piso (cm)	1,67

Tabla 4.39 Deflexiones de viga simple y viga compuesta por perfiles IPN con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$

Qu kg/m ²	DEFLEXION DE VIGA SIMPLE				DEFLEXION DE VIGA COMPUESTA CON PERFILES IPN			
	COMBINACIONES DE BARRAS	Deflexion	Techo	Piso	fy (kg/cm ²)	Deflexion	Techo	Piso
		cm	cm	cm	2500	cm	cm	cm
10396	2 φ 1"	1,42	CUMPLE	CUMPLE	4 IPN 60	1,28	CUMPLE	CUMPLE
67066	10 φ 1"	1,04	CUMPLE	CUMPLE	2 IPN 140 + 4 IPN 120	0,87	CUMPLE	CUMPLE
4157	2 φ 7/8"	2,07	CUMPLE	NO CUMPLE	2 IPN 80	1,88	CUMPLE	NO CUMPLE
47694	10 φ 7/8"	1,13	CUMPLE	CUMPLE	4 IPN 120 + 2 IPN 60	0,96	CUMPLE	CUMPLE
3780	2 φ 3/4"	1,88	CUMPLE	NO CUMPLE	2 IPN 60	1,74	CUMPLE	NO CUMPLE
21229	10 φ 3/4"	1,54	CUMPLE	CUMPLE	2 IPN 120 + 2 IPN 100	1,31	CUMPLE	CUMPLE
3830	3 φ 5/8"	1,91	CUMPLE	NO CUMPLE	2 IPN 60	1,77	CUMPLE	NO CUMPLE
9463	10 φ 5/8"	2,01	CUMPLE	NO CUMPLE	2 IPN 140	1,75	CUMPLE	NO CUMPLE
4332	1 φ 1" + 1 φ 7/8"	2,16	CUMPLE	NO CUMPLE	2 IPN 80	1,96	CUMPLE	NO CUMPLE
64637	5 φ 1" + 5 φ 7/8"	1,00	CUMPLE	CUMPLE	4 IPN 120 + 2 IPN 100	0,86	CUMPLE	CUMPLE
3982	1 φ 7/8" + 1 φ 3/4"	1,98	CUMPLE	NO CUMPLE	2 IPN 80	1,80	CUMPLE	NO CUMPLE
27786	5 φ 7/8" + 5 φ 3/4"	1,43	CUMPLE	CUMPLE	4 IPN 120	1,22	CUMPLE	CUMPLE
3582	1 φ 3/4" + 1 φ 5/8"	1,78	CUMPLE	NO CUMPLE	2 IPN 60	1,65	CUMPLE	CUMPLE
20272	5 φ 3/4" + 5 φ 5/8"	1,47	CUMPLE	CUMPLE	4 IPN 100	1,27	CUMPLE	CUMPLE
4182	1 φ 1" + 1 φ 3/4"	2,08	CUMPLE	NO CUMPLE	2 IPN 80	1,89	CUMPLE	NO CUMPLE
47978	5 φ 1" + 5 φ 3/4"	1,13	CUMPLE	CUMPLE	4 IPN 120 + 2 IPN 60	0,97	CUMPLE	CUMPLE
3814	1 φ 7/8" + 1 φ 5/8"	1,90	CUMPLE	NO CUMPLE	2 IPN 80	1,73	CUMPLE	NO CUMPLE
21386	5 φ 7/8" + 5 φ 5/8"	1,55	CUMPLE	CUMPLE	2 IPN 120 + 2 IPN 100	1,32	CUMPLE	CUMPLE
4039	1 φ 1" + 1 φ 5/8"	2,01	CUMPLE	NO CUMPLE	2 IPN 80	1,83	CUMPLE	NO CUMPLE
46337	5 φ 1" + 5 φ 5/8"	1,09	CUMPLE	CUMPLE	2 IPN 120 + 4 IPN 80	0,95	CUMPLE	CUMPLE

Tabla 4.40 Deflexiones de viga simple y viga compuesta por perfiles IPN con $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$

Qu kg/m ²	DEFLEXION DE VIGA SIMPLE				DEFLEXION DE VIGA COMPUESTA CON PERFILES IPN			
	COMBINACIONES DE BARRAS	Deflexion	Techo	Piso	fy (kg/cm ²)	Deflexion	Techo	Piso
		cm	cm	cm	3500	cm	cm	cm
4484	2 φ 1"	2,23	CUMPLE	NO CUMPLE	2 IPN 80	2,03	CUMPLE	NO CUMPLE
30846	10 φ 1"	1,59	CUMPLE	CUMPLE	2 IPN 140 + 2 IPN 120	1,34	CUMPLE	CUMPLE
4157	2 φ 7/8"	2,07	CUMPLE	NO CUMPLE	2 IPN 60	1,92	CUMPLE	NO CUMPLE
22978	10 φ 7/8"	1,67	CUMPLE	NO CUMPLE	2 IPN 140 + 2 IPN 60	1,43	CUMPLE	CUMPLE
3780	2 φ 3/4"	1,88	CUMPLE	NO CUMPLE	2 IPN 60	1,74	CUMPLE	NO CUMPLE
10309	10 φ 3/4"	2,19	CUMPLE	NO CUMPLE	2 IPN 140	1,91	CUMPLE	NO CUMPLE
3830	3 φ 5/8"	1,91	CUMPLE	NO CUMPLE	2 IPN 60	1,77	CUMPLE	NO CUMPLE
12729	10 φ 5/8"	1,74	CUMPLE	NO CUMPLE	2 IPN 80 + 2 IPN 60	1,54	CUMPLE	CUMPLE
4332	1 φ 1" + 1 φ 7/8"	2,16	CUMPLE	NO CUMPLE	2 IPN 80	1,96	CUMPLE	NO CUMPLE
29929	5 φ 1" + 5 φ 7/8"	1,55	CUMPLE	CUMPLE	4 IPN 120	1,32	CUMPLE	CUMPLE
3982	1 φ 7/8" + 1 φ 3/4"	1,98	CUMPLE	NO CUMPLE	2 IPN 60	1,84	CUMPLE	NO CUMPLE
22176	5 φ 7/8" + 5 φ 3/4"	1,61	CUMPLE	CUMPLE	4 IPN 100	1,39	CUMPLE	CUMPLE
3582	1 φ 3/4" + 1 φ 5/8"	1,78	CUMPLE	NO CUMPLE	2 IPN 60	1,65	CUMPLE	CUMPLE
13420	5 φ 3/4" + 5 φ 5/8"	1,84	CUMPLE	NO CUMPLE	4 IPN 80	1,60	CUMPLE	CUMPLE
4182	1 φ 1" + 1 φ 3/4"	2,08	CUMPLE	NO CUMPLE	2 IPN 60	1,93	CUMPLE	NO CUMPLE
23090	5 φ 1" + 5 φ 3/4"	1,68	CUMPLE	NO CUMPLE	2 IPN 120 + 2 IPN 100	1,52	CUMPLE	CUMPLE
3814	1 φ 7/8" + 1 φ 5/8"	1,90	CUMPLE	NO CUMPLE	2 IPN 60	1,76	CUMPLE	NO CUMPLE
10370	5 φ 7/8" + 5 φ 5/8"	2,20	CUMPLE	NO CUMPLE	2 IPN 140	1,92	CUMPLE	NO CUMPLE
4039	1 φ 1" + 1 φ 5/8"	2,01	CUMPLE	NO CUMPLE	2 IPN 60	1,86	CUMPLE	NO CUMPLE
22438	5 φ 1" + 5 φ 5/8"	1,63	CUMPLE	CUMPLE	4 IPN 100	1,40	CUMPLE	CUMPLE

Tabla 4.41 Deflexiones de viga simple y viga compuesta por perfiles UPL con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$

Qu kg/m ²	DEFLEXION DE VIGA SIMPLE			DEFLEXION DE VIGA COMPUESTA CON PERFILES UPL				
	COMBINACIONES DE BARRAS	Deflexion cm	Techo cm	Piso cm	f_y (kg/cm ²) 2500	Deflexion cm	Techo cm	Piso cm
4484	2 ϕ 1"	2,23	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPL 100	2,00	CUMPLE	NO CUMPLE
77799	10 ϕ 1"	0,10	CUMPLE	CUMPLE	6 UPL 120 + 2 UPL 80	0,08	CUMPLE	CUMPLE
4157	2 ϕ 7/8"	2,07	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPL 80	1,88	CUMPLE	NO CUMPLE
39910	10 ϕ 7/8"	1,24	CUMPLE	CUMPLE	4 UPL 120 + 2 UPL 100	1,04	CUMPLE	CUMPLE
4276	3 ϕ 3/4"	2,13	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPL 80	1,93	CUMPLE	NO CUMPLE
21229	10 ϕ 3/4"	1,54	CUMPLE	CUMPLE	4 UPL 120	1,32	CUMPLE	CUMPLE
4182	4 ϕ 5/8"	2,08	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPL 80	1,89	CUMPLE	NO CUMPLE
12729	10 ϕ 5/8"	1,74	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPL 100 + 2 UPL 80	1,50	CUMPLE	CUMPLE
4332	1 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8"	2,16	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPL 80	1,96	CUMPLE	NO CUMPLE
64637	5 ϕ 1" + 5 ϕ 7/8"	0,92	CUMPLE	CUMPLE	6 UPL 100 + 2 UPL 80	0,79	CUMPLE	CUMPLE
3982	1 ϕ 7/8" + 1 ϕ 3/4"	1,98	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPL 80	1,80	CUMPLE	NO CUMPLE
38304	5 ϕ 7/8" + 5 ϕ 3/4"	1,19	CUMPLE	CUMPLE	4 UPL 100 + 2 UPL 80	1,02	CUMPLE	CUMPLE
4144	2 ϕ 3/4" + 1 ϕ 5/8"	2,06	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPL 80	1,87	CUMPLE	NO CUMPLE
13420	5 ϕ 3/4" + 5 ϕ 5/8"	1,84	CUMPLE	NO CUMPLE	4 UPL 100	1,56	CUMPLE	CUMPLE
4182	1 ϕ 1" + 1 ϕ 3/4"	2,08	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPL 80	1,89	CUMPLE	NO CUMPLE
40138	5 ϕ 1" + 5 ϕ 3/4"	1,25	CUMPLE	CUMPLE	4 UPL 120 + 2 UPL 100	1,05	CUMPLE	CUMPLE
4436	2 ϕ 7/8" + 1 ϕ 5/8"	2,21	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPL 100	1,98	CUMPLE	NO CUMPLE
26732	5 ϕ 7/8" + 5 ϕ 5/8"	1,38	CUMPLE	CUMPLE	2 UPL 100 + 4 UPL 80	1,17	CUMPLE	CUMPLE
4039	1 ϕ 1" + 1 ϕ 5/8"	2,01	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPL 80	1,83	CUMPLE	NO CUMPLE
38825	5 ϕ 1" + 5 ϕ 5/8"	1,21	CUMPLE	CUMPLE	6 UPL 100	1,03	CUMPLE	CUMPLE

Tabla 4.42 Deflexiones de viga simple y viga compuesta por perfiles UPL con $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$

Qu kg/m ²	DEFLEXION DE VIGA SIMPLE			DEFLEXION DE VIGA COMPUESTA CON PERFILES UPL				
	COMBINACIONES DE BARRAS	Deflexion cm	Techo cm	Piso cm	f_y (kg/cm ²) 3500	Deflexion cm	Techo cm	Piso cm
4484	2 ϕ 1"	2,23	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPL 80	2,03	CUMPLE	NO CUMPLE
51462	10 ϕ 1"	1,60	CUMPLE	CUMPLE	6 UPL 100	1,36	CUMPLE	CUMPLE
4157	2 ϕ 7/8"	2,07	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPL 80	1,88	CUMPLE	NO CUMPLE
22978	10 ϕ 7/8"	1,67	CUMPLE	NO CUMPLE	4 UPL 120	1,43	CUMPLE	CUMPLE
4276	3 ϕ 3/4"	2,13	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPL 80	1,93	CUMPLE	NO CUMPLE
13988	10 ϕ 3/4"	1,91	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPL 100 + 2 UPL 80	1,64	CUMPLE	CUMPLE
4182	4 ϕ 5/8"	2,08	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPL 80	1,89	CUMPLE	NO CUMPLE
9463	10 ϕ 5/8"	2,01	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPL 120	1,81	CUMPLE	NO CUMPLE
4332	1 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8"	2,16	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPL 80	1,96	CUMPLE	NO CUMPLE
41513	5 ϕ 1" + 5 ϕ 7/8"	1,29	CUMPLE	CUMPLE	4 UPL 100 + 2 UPL 80	1,11	CUMPLE	CUMPLE
3982	1 ϕ 7/8" + 1 ϕ 3/4"	1,98	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPL 80	1,80	CUMPLE	NO CUMPLE
14542	5 ϕ 7/8" + 5 ϕ 3/4"	1,99	CUMPLE	NO CUMPLE	4 UPL 100	1,69	CUMPLE	NO CUMPLE
4144	2 ϕ 3/4" + 1 ϕ 5/8"	2,06	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPL 80	1,87	CUMPLE	NO CUMPLE
13420	5 ϕ 3/4" + 5 ϕ 5/8"	1,84	CUMPLE	NO CUMPLE	4 UPL 80	1,60	CUMPLE	CUMPLE
4182	1 ϕ 1" + 1 ϕ 3/4"	2,08	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPL 80	1,89	CUMPLE	NO CUMPLE
29015	5 ϕ 1" + 5 ϕ 3/4"	1,50	CUMPLE	CUMPLE	2 UPL 100 + 4 UPL 80	1,27	CUMPLE	CUMPLE
4436	2 ϕ 7/8" + 1 ϕ 5/8"	2,21	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPL 80	2,01	CUMPLE	NO CUMPLE
14080	5 ϕ 7/8" + 5 ϕ 5/8"	1,93	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPL 100 + 2 UPL 80	1,66	CUMPLE	CUMPLE
4039	1 ϕ 1" + 1 ϕ 5/8"	2,01	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPL 80	1,83	CUMPLE	NO CUMPLE
28137	5 ϕ 1" + 5 ϕ 5/8"	1,45	CUMPLE	CUMPLE	6 UPL 80	1,25	CUMPLE	CUMPLE

Tabla 4.43 Deflexiones de viga simple y viga compuesta por perfiles UPN con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$

Qu kg/m ²	DEFLEXION DE VIGA SIMPLE				DEFLEXION DE VIGA COMPUESTA CON PERFILES UPN			
	COMBINACIONES DE BARRAS	Deflexion	Techo	Piso	fy (kg/cm ²) 2500	Deflexion	Techo	Piso
		cm	cm	cm		cm	cm	cm
4484	2 φ 1"	2,23	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPN 80	1,96	CUMPLE	NO CUMPLE
51462	10 φ 1"	1,21	CUMPLE	CUMPLE	4 UPN 120 + 2 UPN 80	1,00	CUMPLE	CUMPLE
4157	2 φ 7/8"	2,07	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPN 80	1,82	CUMPLE	NO CUMPLE
22978	10 φ 7/8"	1,67	CUMPLE	NO CUMPLE	4 UPN 120	1,36	CUMPLE	CUMPLE
4276	3 φ 3/4"	2,13	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPN 80	1,87	CUMPLE	NO CUMPLE
21229	10 φ 3/4"	1,54	CUMPLE	CUMPLE	2 UPN 100 + 2 UPN 80	1,30	CUMPLE	CUMPLE
4182	4 φ 5/8"	2,08	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPN 80	1,83	CUMPLE	NO CUMPLE
5274	10 φ 5/8"	2,63	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPN 120	2,26	CUMPLE	NO CUMPLE
4332	1 φ 1" + 1 φ 7/8"	2,16	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPN 80	1,90	CUMPLE	NO CUMPLE
49705	5 φ 1" + 5 φ 7/8"	1,17	CUMPLE	CUMPLE	4 UPN 100 + 2 UPN 80	0,98	CUMPLE	CUMPLE
3982	1 φ 7/8" + 1 φ 3/4"	1,98	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPN 80	1,74	CUMPLE	NO CUMPLE
22176	5 φ 7/8" + 5 φ 3/4"	1,61	CUMPLE	CUMPLE	2 UPN 120 + 2 UPN 100	1,33	CUMPLE	CUMPLE
4144	2 φ 3/4" + 1 φ 5/8"	2,06	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPN 80	1,81	CUMPLE	NO CUMPLE
5490	5 φ 3/4" + 5 φ 5/8"	2,73	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPN 140	2,32	CUMPLE	NO CUMPLE
4182	1 φ 1" + 1 φ 3/4"	2,08	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPN 80	1,83	CUMPLE	NO CUMPLE
23090	5 φ 1" + 5 φ 3/4"	1,68	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPN 140 + 2 UPN 100	1,37	CUMPLE	CUMPLE
4436	2 φ 7/8" + 1 φ 5/8"	2,21	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPN 80	1,94	CUMPLE	NO CUMPLE
21386	5 φ 7/8" + 5 φ 5/8"	1,55	CUMPLE	CUMPLE	4 UPN 100	1,30	CUMPLE	CUMPLE
4039	1 φ 1" + 1 φ 5/8"	2,01	CUMPLE	NO CUMPLE	2 UPN 80	1,77	CUMPLE	NO CUMPLE
22438	5 φ 1" + 5 φ 5/8"	1,63	CUMPLE	CUMPLE	2 UPN 120 + 2 UPN 100	1,35	CUMPLE	CUMPLE

Tabla 4.44 Deflexiones de viga simple y viga compuesta por perfiles IPE con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$

Qu kg/m ²	DEFLEXION DE VIGA SIMPLE				DEFLEXION DE VIGA COMPUESTA CON PERFILES IPE			
	COMBINACIONES DE BARRAS	Deflexion	Techo	Piso	fy (kg/cm ²) 2500	Deflexion	Techo	Piso
		cm	cm	cm		cm	cm	cm
4484	2 φ 1"	2,23	CUMPLE	NO CUMPLE	2 IPE 100	2,01	CUMPLE	NO CUMPLE
67066	10 φ 1"	0,82	CUMPLE	CUMPLE	4 IPE 140 + 2 IPE 100	0,71	CUMPLE	CUMPLE
4157	2 φ 7/8"	2,07	CUMPLE	NO CUMPLE	2 IPE 80	1,89	CUMPLE	NO CUMPLE
61875	10 φ 7/8"	0,96	CUMPLE	CUMPLE	4 IPE 120 + 2 IPE 80	0,84	CUMPLE	CUMPLE
3780	2 φ 3/4"	1,88	CUMPLE	NO CUMPLE	2 IPE 80	1,72	CUMPLE	NO CUMPLE
43372	10 φ 3/4"	1,02	CUMPLE	CUMPLE	2 IPE 100 + 4 IPE 80	0,90	CUMPLE	CUMPLE
3830	3 φ 5/8"	1,91	CUMPLE	NO CUMPLE	2 IPE 80	1,74	CUMPLE	NO CUMPLE
19126	10 φ 5/8"	1,39	CUMPLE	CUMPLE	2 IPE 100 + 2 IPE 80	1,22	CUMPLE	CUMPLE
4332	1 φ 1" + 1 φ 7/8"	2,16	CUMPLE	NO CUMPLE	2 IPE 80	1,97	CUMPLE	NO CUMPLE
74881	5 φ 1" + 5 φ 7/8"	0,92	CUMPLE	CUMPLE	4 IPE 140 + 2 IPE 80	0,80	CUMPLE	CUMPLE
3982	1 φ 7/8" + 1 φ 3/4"	1,98	CUMPLE	NO CUMPLE	2 IPE 80	1,81	CUMPLE	NO CUMPLE
45688	5 φ 7/8" + 5 φ 3/4"	1,08	CUMPLE	CUMPLE	2 IPE 120 + 4 IPE 80	0,94	CUMPLE	CUMPLE
3582	1 φ 3/4" + 1 φ 5/8"	1,78	CUMPLE	NO CUMPLE	2 IPE 80	1,63	CUMPLE	CUMPLE
20272	5 φ 3/4" + 5 φ 5/8"	1,47	CUMPLE	CUMPLE	4 IPE 100	1,28	CUMPLE	CUMPLE
4182	1 φ 1" + 1 φ 3/4"	2,08	CUMPLE	NO CUMPLE	2 IPE 80	1,90	CUMPLE	NO CUMPLE
62264	5 φ 1" + 5 φ 3/4"	0,96	CUMPLE	CUMPLE	2 IPE 140 + 4 IPE 100	0,84	CUMPLE	CUMPLE
3814	1 φ 7/8" + 1 φ 5/8"	1,90	CUMPLE	NO CUMPLE	2 IPE 80	1,73	CUMPLE	NO CUMPLE
26732	5 φ 7/8" + 5 φ 5/8"	1,38	CUMPLE	CUMPLE	4 IPE 120	1,19	CUMPLE	CUMPLE
4039	1 φ 1" + 1 φ 5/8"	2,01	CUMPLE	NO CUMPLE	2 IPE 80	1,83	CUMPLE	NO CUMPLE
60022	5 φ 1" + 5 φ 5/8"	0,93	CUMPLE	CUMPLE	2 IPE 140 + 4 IPE 80	0,82	CUMPLE	CUMPLE

Tabla 4.45 Deflexiones de viga simple y viga compuesta por perfiles ANGULOS con $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$

Qu kg/m ²	DEFLEXION DE VIGA SIMPLE				DEFLEXION DE VIGA COMPUESTA CON PERFILES UPN			
	COMBINACIONES DE BARRAS	Deflexion	Techo	Piso	fy (kg/cm ²)	Deflexion	Techo	Piso
		cm	cm	cm	3500	cm	cm	cm
2084	3 ϕ 1/2"	1,04	CUMPLE	CUMPLE	2 x 40 x 3	0,99	CUMPLE	CUMPLE
17390	10 ϕ 1/2"	0,54	CUMPLE	CUMPLE	6 x 45 x 3	0,51	CUMPLE	CUMPLE
2033	5 ϕ 3/8"	1,01	CUMPLE	CUMPLE	2 x 40 x 3	0,97	CUMPLE	CUMPLE
2608	10 ϕ 3/8"	1,30	CUMPLE	CUMPLE	2 x 45 x 5	1,20	CUMPLE	CUMPLE
3658	1 ϕ 7/8" + 1 ϕ 1/2"	1,82	CUMPLE	NO CUMPLE	2 x 40 x 4	1,72	CUMPLE	NO CUMPLE
13639	5 ϕ 7/8" + 5 ϕ 1/2"	1,87	CUMPLE	NO CUMPLE	2 x 100 x 8	1,60	CUMPLE	CUMPLE
3395	1 ϕ 3/4" + 1 ϕ 1/2"	1,69	CUMPLE	NO CUMPLE	2 x 45 x 3	1,61	CUMPLE	CUMPLE
24049	5 ϕ 3/4" + 5 ϕ 1/2"	1,24	CUMPLE	CUMPLE	4 x 65 x 5	1,12	CUMPLE	CUMPLE
3227	1 ϕ 3/4" + 1 ϕ 3/8"	1,61	CUMPLE	CUMPLE	2 x 40 x 4	1,51	CUMPLE	CUMPLE
22964	5 ϕ 3/4" + 5 ϕ 3/8"	1,18	CUMPLE	CUMPLE	4 x 60 x 6	1,06	CUMPLE	CUMPLE
3120	1 ϕ 5/8" + 1 ϕ 1/2"	1,55	CUMPLE	CUMPLE	2 x 40 x 4	1,46	CUMPLE	CUMPLE
8986	5 ϕ 5/8" + 5 ϕ 1/2"	1,91	CUMPLE	NO CUMPLE	2 x 75 x 7	1,68	CUMPLE	NO CUMPLE
3120	2 ϕ 1/2" + 1 ϕ 3/8"	1,55	CUMPLE	CUMPLE	2 x 40 x 4	1,46	CUMPLE	CUMPLE
10317	5 ϕ 1/2" + 5 ϕ 3/8"	1,41	CUMPLE	CUMPLE	4 x 40 x 4	1,31	CUMPLE	CUMPLE
3542	2 ϕ 5/8" + 1 ϕ 3/8"	1,76	CUMPLE	NO CUMPLE	2 x 40 x 4	1,66	CUMPLE	CUMPLE
17135	5 ϕ 5/8" + 5 ϕ 3/8"	1,24	CUMPLE	CUMPLE	4 x 45 x 5	1,14	CUMPLE	CUMPLE

De acuerdo a los datos obtenidos en las tablas anteriores, la deflexión en techo de las vigas compuestas para cada una de las combinaciones y para los distintos tipos de perfiles cumplen, debido a que para este uso no se requieren grandes parámetros para limitar las deformaciones, ya que la carga aplicada generalmente es menor que para un entrepiso. Además de ello, la reducción de la flecha se debe al aumento de la cantidad de acero.

- **En función del F_y :** para todos los casos de estudio la deflexión es menor en la viga compuesta, debido a que el refuerzo con los perfiles aporta mayor resistencia a la sección. Además podemos decir que las secciones de viga compuesta para un valor de F_y 2500 tiene menor deflexión que para un valor de F_y 3500, es decir, los perfiles con un F_y 2500 tienen mayor capacidad de resistir los esfuerzos causados por las cargas.
- **Cantidad de perfiles:** en función de este parámetro, mientras el número de perfiles sea mayor, menor será la deflexión, es decir, para las cantidades de acero más grandes tendremos mayor número de

perfiles y a su vez estos tendrán mayor área de acero, lo cual evita las deformaciones del elemento.

- **Forma de los perfiles:** comparando las vigas compuestas por los perfiles I, tenemos que las vigas con perfiles IPN en general, tienen una menor deflexión que la viga con perfiles IPE. Esto se debe a que los perfiles IPN tienen un espesor de alas y de alma mayor que los perfiles IPE, lo cual aporta resistencia y ayuda a que la sección tenga una menor deformación. En cuanto a los perfiles canal, los que aportan menor deflexión son los perfiles UPN debido a que el espesor de sus alas es mayor en comparación con los perfiles UPL. Por lo tanto estos aportan mayor resistencia a la sección y la deformación es menor.

En forma general para estos 4 tipos de perfiles, los que aportan mayor resistencia al elemento y a su vez disminuyen la deflexión son los perfiles IPN.

En cuanto a los perfiles ángulos, estos presentan para la mayoría de las combinaciones, buenos valores de deformación en función de lo establecido en la norma, cumpliendo con la deflexión para los casos de techo y piso.

4.12.- Incremento de las secciones de concreto

En esta sección se presentan las tablas comparativas sobre cuanto aumentaron las secciones de concreto de las vigas simples al hacer la sustitución del acero de refuerzo por perfiles de acero estructural. Los valores negativos indican que la sección no aumentó, sino que disminuyó debido a la cantidad de perfiles colocados.

Tabla 4.46 Incremento de la sección de concreto para perfiles IPN con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$

PERFILES IPN					
CONCRETO REQUERIDO POR LA VIGA SIMPLE		CONCRETO REQUERIDO POR LA VIGA COMPUERTA		INCREMENTO DE SECCION	
COMBINACIONES DE BARRAS	Seccion minima	f_y (kg/cm ²)	Seccion minima	Area	%
	m ²	2500	m ²	m ²	
2 ϕ 1"	0,03	4 IPN 60	0,19	0,17	86
10 ϕ 1"	0,45	2 IPN 140 + 4 IPN 120	0,57	0,12	21
2 ϕ 7/8"	0,03	2 IPN 80	0,10	0,07	74
10 ϕ 7/8"	0,40	4 IPN 120 + 2 IPN 60	0,47	0,06	14
2 ϕ 3/4"	0,02	2 IPN 60	0,10	0,08	77
10 ϕ 3/4"	0,34	2 IPN 120 + 2 IPN 100	0,26	-0,08	
3 ϕ 5/8"	0,04	2 IPN 60	0,10	0,06	60
10 ϕ 5/8"	0,30	2 IPN 140	0,25	-0,05	
1 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8"	0,03	2 IPN 80	0,10	0,07	74
5 ϕ 1" + 5 ϕ 7/8"	0,42	4 IPN 120 + 2 IPN 100	0,57	0,15	27
1 ϕ 7/8" + 1 ϕ 3/4"	0,00	2 IPN 80	0,10	0,10	100
5 ϕ 7/8" + 5 ϕ 3/4"	0,37	4 IPN 120	0,32	-0,06	
1 ϕ 3/4" + 1 ϕ 5/8"	0,02	2 IPN 60	0,10	0,08	77
5 ϕ 3/4" + 5 ϕ 5/8"	0,33	4 IPN 100	0,26	-0,07	
1 ϕ 1" + 1 ϕ 3/4"	0,03	2 IPN 80	0,10	0,07	74
5 ϕ 1" + 5 ϕ 3/4"	0,40	4 IPN 120 + 2 IPN 60	0,47	0,07	14
1 ϕ 7/8" + 1 ϕ 5/8"	0,02	2 IPN 80	0,10	0,08	77
5 ϕ 7/8" + 5 ϕ 5/8"	0,34	2 IPN 120 + 2 IPN 100	0,26	-0,08	
1 ϕ 1" + 1 ϕ 5/8"	0,03	2 IPN 80	0,10	0,07	74
5 ϕ 1" + 5 ϕ 5/8"	0,37	2 IPN 120 + 4 IPN 80	0,47	0,10	21

Tabla 4.47 Incremento de la sección de concreto para perfiles IPN con $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$

PERFILES IPN					
CONCRETO REQUERIDO POR LA VIGA SIMPLE		CONCRETO REQUERIDO POR LA VIGA COMPUSTA		INCREMENTO DE SECCION	
COMBINACIONES DE BARRAS	Seccion minima	f_y (kg/cm ²)	Seccion minima	Area	%
	m ²	3500	m ²	m ²	
2 ϕ 1"	0,03	2 IPN 80	0,10	0,07	74
10 ϕ 1"	0,45	2 IPN 140 + 2 IPN 120	0,32	-0,13	
2 ϕ 7/8"	0,03	2 IPN 60	0,10	0,07	74
10 ϕ 7/8"	0,40	2 IPN 140 + 2 IPN 60	0,26	-0,14	
2 ϕ 3/4"	0,02	2 IPN 60	0,10	0,08	77
10 ϕ 3/4"	0,34	2 IPN 140	0,15	-0,19	
3 ϕ 5/8"	0,04	2 IPN 60	0,10	0,06	60
10 ϕ 5/8"	0,30	2 IPN 80 + 2 IPN 60	0,19	-0,11	
1 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8"	0,03	2 IPN 80	0,10	0,07	74
5 ϕ 1" + 5 ϕ 7/8"	0,42	4 IPN 120	0,32	-0,10	
1 ϕ 7/8" + 1 ϕ 3/4"	0,03	2 IPN 60	0,10	0,07	74
5 ϕ 7/8" + 5 ϕ 3/4"	0,37	4 IPN 100	0,26	-0,11	
1 ϕ 3/4" + 1 ϕ 5/8"	0,02	2 IPN 60	0,10	0,08	77
5 ϕ 3/4" + 5 ϕ 5/8"	0,33	4 IPN 80	0,19	-0,14	
1 ϕ 1" + 1 ϕ 3/4"	0,03	2 IPN 60	0,10	0,07	74
5 ϕ 1" + 5 ϕ 3/4"	0,40	2 IPN 120 + 2 IPN 100	0,26	-0,14	
1 ϕ 7/8" + 1 ϕ 5/8"	0,02	2 IPN 60	0,10	0,08	77
5 ϕ 7/8" + 5 ϕ 5/8"	0,34	2 IPN 140	0,15	-0,19	
1 ϕ 1" + 1 ϕ 5/8"	0,03	2 IPN 60	0,10	0,07	74
5 ϕ 1" + 5 ϕ 5/8"	0,37	4 IPN 100	0,26	-0,11	

Tabla 4.48 Incremento de la sección de concreto para perfiles UPL con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$

PERFILES UPL					
CONCRETO REQUERIDO POR LA VIGA SIMPLE		CONCRETO REQUERIDO POR LA VIGA COMPUESTA		INCREMENTO DE SECCION	
COMBINACIONES DE BARRAS	Seccion minima	f_y (kg/cm ²)	Seccion minima	Area	%
	m ²	2500	m ²	m ²	
2 ϕ 1"	0,03	2 UPL 100	0,10	0,07	74
10 ϕ 1"	0,45	6 UPL 120 + 2 UPL 80	0,65	0,20	31
2 ϕ 7/8"	0,03	2 UPL 80	0,10	0,07	74
10 ϕ 7/8"	0,40	4 UPL 120 + 2 UPL 100	0,40	0,00	
3 ϕ 3/4"	0,02	2 UPL 80	0,10	0,08	77
10 ϕ 3/4"	0,34	4 UPL 120	0,26	-0,08	
4 ϕ 5/8"	0,06	2 UPL 80	0,10	0,04	38
10 ϕ 5/8"	0,30	2 UPL 100 + 2 UPL 80	0,19	-0,11	
1 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8"	0,03	2 UPL 80	0,10	0,07	74
5 ϕ 1" + 5 ϕ 7/8"	0,42	6 UPL 100 + 2 UPL 80	0,62	0,20	33
1 ϕ 7/8" + 1 ϕ 3/4"	0,03	2 UPL 80	0,10	0,07	74
5 ϕ 7/8" + 5 ϕ 3/4"	0,37	4 UPL 100 + 2 UPL 80	0,40	0,03	7
2 ϕ 3/4" + 1 ϕ 5/8"	0,04	2 UPL 80	0,10	0,06	60
5 ϕ 3/4" + 5 ϕ 5/8"	0,33	4 UPL 100	0,19	-0,14	
1 ϕ 1" + 1 ϕ 3/4"	0,03	2 UPL 80	0,10	0,07	74
5 ϕ 1" + 5 ϕ 3/4"	0,40	4 UPL 120 + 2 UPL 100	0,40	0,00	
2 ϕ 7/8" + 1 ϕ 5/8"	0,04	2 UPL 100	0,10	0,06	56
5 ϕ 7/8" + 5 ϕ 5/8"	0,34	2 UPL 100 + 4 UPL 80	0,32	-0,02	
1 ϕ 1" + 1 ϕ 5/8"	0,03	2 UPL 80	0,10	0,07	74
5 ϕ 1" + 5 ϕ 5/8"	0,37	6 UPL 100	0,40	0,03	7

Tabla 4.49. Incremento de la sección de concreto para perfiles UPL con $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$

PERFILES UPL					
CONCRETO REQUERIDO POR LA VIGA SIMPLE		CONCRETO REQUERIDO POR LA VIGA COMPUESTA		INCREMENTO DE SECCION	
COMBINACIONES DE BARRAS	Seccion minima	f_y (kg/cm ²)	Seccion minima	Area	%
	m ²	3500	m ²	m ²	
2 ϕ 1"	0,03	2 UPL 80	0,10	0,07	74
10 ϕ 1"	0,45	6 UPL 100	0,40	-0,05	
2 ϕ 7/8"	0,03	2 UPL 80	0,10	0,07	74
10 ϕ 7/8"	0,40	4 UPL 120	0,26	-0,14	
3 ϕ 3/4"	0,02	2 UPL 80	0,10	0,08	77
10 ϕ 3/4"	0,34	2 UPL 100 + 2 UPL 80	0,19	-0,15	
4 ϕ 5/8"	0,06	2 UPL 80	0,10	0,04	38
10 ϕ 5/8"	0,30	2 UPL 120	0,15	-0,15	
1 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8"	0,03	2 UPL 80	0,10	0,07	74
5 ϕ 1" + 5 ϕ 7/8"	0,42	4 UPL 100 + 2 UPL 80	0,40	-0,02	
1 ϕ 7/8" + 1 ϕ 3/4"	0,03	2 UPL 80	0,10	0,07	74
5 ϕ 7/8" + 5 ϕ 3/4"	0,37	4 UPL 100	0,19	-0,18	
2 ϕ 3/4" + 1 ϕ 5/8"	0,04	2 UPL 80	0,10	0,06	60
5 ϕ 3/4" + 5 ϕ 5/8"	0,33	4 UPL 80	0,19	-0,14	
1 ϕ 1" + 1 ϕ 3/4"	0,03	2 UPL 80	0,10	0,07	74
5 ϕ 1" + 5 ϕ 3/4"	0,40	2 UPL 100 + 4 UPL 80	0,30	-0,10	
2 ϕ 7/8" + 1 ϕ 5/8"	0,04	2 UPL 80	0,10	0,06	56
5 ϕ 7/8" + 5 ϕ 5/8"	0,34	2 UPL 100 + 2 UPL 80	0,19	-0,15	
1 ϕ 1" + 1 ϕ 5/8"	0,03	2 UPL 80	0,10	0,07	74
5 ϕ 1" + 5 ϕ 5/8"	0,37	6 UPL 80	0,32	-0,05	

Tabla 4.50 Incremento de la sección de concreto para perfiles UPN con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$

PERFILES UPN					
CONCRETO REQUERIDO POR LA VIGA SIMPLE		CONCRETO REQUERIDO POR LA VIGA COMPUESTA		INCREMENTO DE SECCION	
COMBINACIONES DE BARRAS	Seccion minima	f_y (kg/cm ²)	Seccion minima	Area	%
	m ²	2500	m ²	m ²	
2 ϕ 1"	0,03	2 UPN 80	0,10	0,07	74
10 ϕ 1"	0,45	4 UPN 120 + 2 UPN 80	0,47	0,02	5
2 ϕ 7/8"	0,03	2 UPN 80	0,10	0,07	74
10 ϕ 7/8"	0,40	4 UPN 120	0,26	-0,14	
3 ϕ 3/4"	0,04	2 UPN 80	0,10	0,06	56
10 ϕ 3/4"	0,34	2 UPN 100 + 2 UPN 80	0,26	-0,08	
4 ϕ 5/8"	0,06	2 UPN 80	0,10	0,04	38
10 ϕ 5/8"	0,30	2 UPN 120	0,10	-0,20	
1 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8"	0,03	2 UPN 80	0,10	0,07	74
5 ϕ 1" + 5 ϕ 7/8"	0,42	4 UPN 100 + 2 UPN 80	0,47	0,05	11
1 ϕ 7/8" + 1 ϕ 3/4"	0,03	2 UPN 80	0,10	0,07	74
5 ϕ 7/8" + 5 ϕ 3/4"	0,37	2 UPN 120 + 2 UPN 100	0,26	-0,11	
2 ϕ 3/4" + 1 ϕ 5/8"	0,04	2 UPN 80	0,10	0,06	60
5 ϕ 3/4" + 5 ϕ 5/8"	0,33	2 UPN 140	0,10	-0,23	
1 ϕ 1" + 1 ϕ 3/4"	0,03	2 UPN 80	0,10	0,07	74
5 ϕ 1" + 5 ϕ 3/4"	0,40	2 UPN 140 + 2 UPN 100	0,26	-0,14	
2 ϕ 7/8" + 1 ϕ 5/8"	0,04	2 UPN 80	0,10	0,06	56
5 ϕ 7/8" + 5 ϕ 5/8"	0,34	4 UPN 100	0,26	-0,08	
1 ϕ 1" + 1 ϕ 5/8"	0,03	2 UPN 80	0,10	0,07	74
5 ϕ 1" + 5 ϕ 5/8"	0,37	2 UPN 120 + 2 UPN 100	0,26	-0,11	

Tabla 4.51 Incremento de la sección de concreto para perfiles IPE con $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$

PERFILES IPE					
CONCRETO REQUERIDO POR LA VIGA SIMPLE		CONCRETO REQUERIDO POR LA VIGA COMPUSTA		INCREMENTO DE SECCION	
COMBINACIONES DE BARRAS	Seccion minima	f_y (kg/cm ²)	Seccion minima	Area	%
	m ²	2500	m ²	m ²	
2 ϕ 1"	0,03	2 IPE 100	0,10	0,07	74
10 ϕ 1"	0,45	4 IPE 140 + 2 IPE 100	0,65	0,20	31
2 ϕ 7/8"	0,03	2 IPE 80	0,10	0,07	74
10 ϕ 7/8"	0,40	4 IPE 120 + 2 IPE 80	0,57	0,17	29
2 ϕ 3/4"	0,02	2 IPE 80	0,10	0,08	77
10 ϕ 3/4"	0,34	2 IPE 100 + 4 IPE 80	0,47	0,13	27
3 ϕ 5/8"	0,04	2 IPE 80	0,10	0,06	60
10 ϕ 5/8"	0,30	2 IPE 100 + 2 IPE 80	0,26	-0,04	
1 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8"	0,03	2 IPE 80	0,10	0,07	74
5 ϕ 1" + 5 ϕ 7/8"	0,42	4 IPE 140 + 2 IPE 80	0,65	0,23	36
1 ϕ 7/8" + 1 ϕ 3/4"	0,03	2 IPE 80	0,10	0,07	74
5 ϕ 7/8" + 5 ϕ 3/4"	0,37	2 IPE 120 + 4 IPE 80	0,47	0,10	21
1 ϕ 3/4" + 1 ϕ 5/8"	0,02	2 IPE 80	0,10	0,08	77
5 ϕ 3/4" + 5 ϕ 5/8"	0,33	4 IPE 100	0,26	-0,07	
1 ϕ 1" + 1 ϕ 3/4"	0,03	2 IPE 80	0,10	0,07	74
5 ϕ 1" + 5 ϕ 3/4"	0,40	2 IPE 140 + 4 IPE 100	0,57	0,17	29
1 ϕ 7/8" + 1 ϕ 5/8"	0,02	2 IPE 80	0,10	0,08	77
5 ϕ 7/8" + 5 ϕ 5/8"	0,34	4 IPE 120	0,32	-0,02	
1 ϕ 1" + 1 ϕ 5/8"	0,03	2 IPE 80	0,10	0,07	74
5 ϕ 1" + 5 ϕ 5/8"	0,37	2 IPE 140 + 4 IPE 80	0,57	0,20	35

Tabla 4.52 Incremento de la sección de concreto para perfiles ANGULOS con $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$

PERFILES ANGULO DE LAS IGUALES					
CONCRETO REQUERIDO POR LA VIGA SIMPLE		CONCRETO REQUERIDO POR LA VIGA COMPUESTA		INCREMENTO DE SECCION	
COMBINACIONES DE BARRAS	Seccion minima	$f_y \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	Seccion minima	Area	%
	m ²	2500	m ²	m ²	
3 ϕ 1/2"	0,03	2 x 40 x 3	0,10	0,07	66
10 ϕ 1/2"	0,26	6 x 45 x 3	0,40	0,14	35
5 ϕ 3/8"	0,07	2 x 40 x 3	0,10	0,03	25
10 ϕ 3/8"	0,26	2 x 45 x 5	0,10	-0,16	
1 ϕ 7/8" + 1 ϕ 1/2"	0,02	2 x 40 x 4	0,10	0,08	77
5 ϕ 7/8" + 5 ϕ 1/2"	0,33	2 x 100 x 8	0,19	-0,14	
1 ϕ 3/4" + 1 ϕ 1/2"	0,02	2 x 45 x 3	0,10	0,08	77
5 ϕ 3/4" + 5 ϕ 1/2"	0,30	4 x 65 x 5	0,32	0,02	6
1 ϕ 3/4" + 1 ϕ 3/8"	0,02	2 x 40 x 4	0,10	0,08	77
5 ϕ 3/4" + 5 ϕ 3/8"	0,30	4 x 60 x 6	0,32	0,02	6
1 ϕ 5/8" + 1 ϕ 1/2"	0,02	2 x 40 x 4	0,10	0,08	81
5 ϕ 5/8" + 5 ϕ 1/2"	0,28	2 x 75 x 7	0,15	-0,13	
2 ϕ 1/2" + 1 ϕ 3/8"	0,03	2 x 40 x 4	0,10	0,07	66
5 ϕ 1/2" + 5 ϕ 3/8"	0,26	4 x 40 x 4	0,19	-0,07	
2 ϕ 5/8" + 1 ϕ 3/8"	0,03	2 x 40 x 4	0,10	0,07	66
5 ϕ 5/8" + 5 ϕ 3/8"	0,28	4 x 45 x 5	0,26	-0,02	

Considerando los valores obtenidos en cuanto al aumento de las secciones, podemos observar que los perfiles IPE presentan aumento en casi todas las combinaciones. Los perfiles IPN, UPL, UPN con F_y 2500 presentan aumento de sección para las combinaciones de 1" y 7/8". Así mismo, presentan aumentos de sección para todas las combinaciones de barras pequeñas debido a los perfiles de acero colocados.

Para las combinaciones de perfiles IPN y UPL con F_y 3500 se presentan aumento de sección solo para las combinaciones con menor cantidad de barras, ya que el área de acero requerido con este esfuerzo cedente es menor.

Los perfiles ángulos presentan en la mayoría de sus combinaciones aumento de sección debido a que los diámetros de barras utilizados para

transformar el área de acero a perfiles de acero estructural fueron de 1/2" y 3/8", siendo áreas pequeñas en comparación con el área ocupada por los perfiles.

4.13. Factibilidad del uso de perfiles en elementos sometidos a flexión

En cuanto a la factibilidad del uso de perfiles como acero de refuerzo tenemos:

- **Factibilidad Técnica:** el estudio realizado permitió demostrar que teóricamente la viga simple y la viga compuesta tienen un comportamiento similar, siempre y cuando se mantengan las mismas condiciones de diseño para ambas.
- **Factibilidad Constructiva:** desde este punto de vista es posible realizar la construcción de estos elementos, ya que en la actualidad se realizan estructuras mixtas debido a las propiedades que presentan ambos materiales al combinarse, donde el concreto limita el pandeo de la sección y el acero resiste la tracción.
- **Factibilidad Económica:** de acuerdo al tipo de acero de refuerzo como se demostró en la sección 4.6, la sección puede aumentar debido al tamaño y número de perfiles que se coloquen. De esta manera, se calcularon los costos de los distintos materiales para construir cada sección de viga. Considerando los costos de la base de datos Maprex tenemos:

Costo de concreto: 8869,12 Bsf/m³,

Costo de cabillas de 7/8": $3,045 \frac{kg}{m} * 125 * \frac{Bsf}{kg} * 6m = 2283,75 Bsf$

Tabla 4. 53 Costo de perfiles de viga compuesta

	Perfil	y (kg/cm ²)	Nº de perfiles	Peso (Kg/m)	Costo (Bs.f/kg)	Longitud (m)	Costo (Bs.f)	Costo en U.T
SIDETUR	IPN	2500	2 IPN 80	6,10	131,00	6	9589	64
		3500	2 IPN 60	4,20	131,00	6	6602	45
	UPL	2500	2 UPL 80	6,08	147,00	6	10725	72
		3500	2 UPL 80	6,08	147,00	6	10725	72
SABIMET	UPN	2500	2 UPN 80	8,65	147,00	6	15259	102
	IPE	2500	2 IPE 80	6,00	143,00	6	10296	69

Por lo tanto en la tabla 4.54 se representa el costo de cada una de las secciones con los distintos aceros de refuerzo.

Tabla 4. 54 Costo de construcción de vigas.

VIGA	CONCRETO (m ³)		ACERO		
	(m ³)	Bsf/m ³	Costo (Bs.f)	Total (BsF)	Costo en U.T
SIMPLE	1,44	12772	4568	17339	116
COMPUESTA IPN	1,44	12772	9589	22361	150
	1,44	12772	6602	19374	130
COMPUESTA UPL	1,44	12772	10725	23497	157
	1,44	12772	10725	23497	157
COMPUESTA UPN	1,44	12772	15259	28030	187
COMPUESTA IPE	1,44	12772	10296	23068	154

De acuerdo a los valores obtenidos, podemos decir que resulta más costoso la construcción de las vigas compuestas por perfiles, pero con el estudio realizado su comportamiento estructural es similar y en algunos casos mejor que el comportamiento de la viga simple, debido a la cantidad de acero colocada.

A continuación se muestran las tablas de costos para las combinaciones con mayor y menor cantidad de acero:

Tabla 4. 55 Costo de construcción de la viga simple para las combinaciones con mayor y menor cantidad de acero

VIGA SIMPLE	SECCION (m ²)	CONCRETO (m ³)		ACERO	COSTO DE VIGA SIMPLE	
		(m ³)	Bsf/m ³	Costo (Bs.f)	Total (BsF)	COSTO TOTAL EN U.T
10 φ 1"	0,57	3,42	30332	29835	60167	402
1 φ 7/8" + 1 φ 3/4"	0,10	0,60	5321	3962	9283	62
10 φ 1"	0,32	1,89	16763	29835	46598	311
1 φ 7/8" + 1 φ 3/4"	0,10	0,60	5321	3962	9283	62
10 φ 1"	0,65	3,90	34590	29835	64425	430
1 φ 7/8" + 1 φ 3/4"	0,10	0,60	5321	3962	9283	62
10 φ 1"	0,40	2,40	21286	29835	51121	341
1 φ 7/8" + 1 φ 3/4"	0,10	0,60	5321	3962	9283	62
10 φ 1"	0,47	2,81	24878	29835	54713	365
1 φ 7/8" + 1 φ 3/4"	0,10	0,60	5321	3962	9283	62
10 φ 1"	0,65	3,90	34590	29835	64425	430
1 φ 7/8" + 1 φ 3/4"	0,10	0,60	5321	3962	9283	62
5 φ 7/8" + 5 φ 1/2"	0,19	1,16	10244	14550	24794	166
1 φ 3/4" + 1 φ 3/8"	0,10	0,60	5321	2030	7351	50

Tabla 4. 56 Costo del concreto de las vigas compuestas para las combinaciones con mayor y menor cantidad de acero

CONCRETO VIGAS COMPUESTAS			CONCRETO (m ³)		
PERFILES	Fy (kg/cm ²)	Combinacion	(m ³)	Costo (Bsf)	Costo en U.T
IPN	2500	2 IPN 140 + 4 IPN 120	3,42	30332	203
		2 IPN 80	0,60	5321	36
	3500	2 IPN 140 + 2 IPN 120	1,89	16763	112
		2IPN 60	0,60	5321	36
UPL	2500	6 UPL 120 + 2 UPL 80	3,90	34590	231
		2 UPL 80	0,60	5321	36
	3500	6 UPL 100	2,40	21286	142
		2 UPL 80	0,60	5321	36
UPN	2500	4 UPN 120 + 2 UPN 80	2,81	24878	166
		2 UPN 80	0,60	5321	36
IPE	2500	4 IPE 140 + 2 IPE 100	3,90	34590	231
		2 IPE 80	0,60	5321	36
ANGULARES	3500	2 x 100 x 8	1,16	10244	69
		2 x 40 x 4	0,60	5321	36

Tabla 4. 57 Costo del acero de las vigas compuestas para las combinaciones con mayor y menor cantidad de acero

PERFILES	Combinacion	Nº de perfiles	Peso (Kg/m)	Costo (Bs.f/kg)	Longitud (m)	Costo (Bs.f)	COSTO EN U.T
IPN	2 IPN 140 + 4 IPN 120	6	73,00	131,00	6	344268	2296
	2 IPN 80	2	12,20	131,00	6	19178	128
	2 IPN 140 + 2 IPN 120	4	50,80	131,00	6	159715	1065
	2IPN 60	2	12,20	131,00	6	19178	128
UPL	6 UPL 120 + 2 UPL 80	8	78,80	147,00	6	556013	3707
	2 UPL 80	2	8,40	147,00	6	14818	99
	6 UPL 100	6	50,04	147,00	6	264812	1766
	2 UPL 80	2	12,20	147,00	6	21521	144
UPN	4 UPN 120 + 2 UPN 80	6	56,60	147,00	6	299527	1997
	2 UPN 80	2	12,20	147,00	6	21521	144
IPE	4 IPE 140 + 2 IPE 100	6	73,88	143,00	6	380334	2536
	2 IPE 80	2	12,20	143,00	6	20935	140
ANGULARES	2 x 100 x 8	2	24,4	147,00	6	43042	287
	2 x 40 x 4	2	4,84	147,00	6	8538	57

Tabla 4. 58 Costo de las vigas compuestas para las combinaciones con mayor y menor cantidad de acero

PERFILES	ACERO		CONCRETO		VIGA COMPUESTA	
	Costo (Bs.f)	COSTO EN U.T	Costo (Bsf)	Costo en U.T	Costo Total (Bsf)	Costo Total (U.T)
IPN	344268	2296	30332	203	374600	2499
	19178	128	5321	36	24500	164
	159715	1065	16763	112	176478	1177
	19178	128	5321	36	24500	164
UPL	556013	3707	34590	231	590602	3938
	14818	99	5321	36	20139	135
	264812	1766	21286	142	286098	1908
	21521	144	5321	36	26842	180
UPN	299527	1997	24878	166	324405	2163
	21521	144	5321	36	26842	180
IPE	380334	2536	34590	231	414924	2767
	20935	140	5321	36	26257	176
ANGULARES	43042	287	10244	69	53285	356
	8538	57	5321	36	13859	93

Tabla 4. 59 Porcentaje de aumento en costos de la viga compuesta.

	VIGA COMPUESTA	VIGA SIMPLE	
PERFILES	Costo Total (U.T)	COSTO TOTAL (U.T)	%
IPN	2499	402	84
	164	62	62
	1177	311	74
	164	62	62
UPL	3938	430	89
	135	62	54
	1908	341	82
	180	62	66
UPN	2163	365	83
	180	62	66
IPE	2767	430	84
	176	62	65
ANGULARES	356	166	53
	93	50	46

Como se puede observar en la tabla 4.59, para cualquiera de los perfiles utilizados la viga compuesta tiene un incremento del costo en más del 50%, lo cual puede resultar una limitante al momento de pensar en la construcción este tipo de elementos estructurales.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1.- Conclusiones

Cumpliendo con los objetivos del presente trabajo especial de grado, se llegaron a las siguientes conclusiones:

Se realizó el diseño de la viga compuesta a partir del diseño de una viga simple sometida a flexión utilizando la teoría de rotura, con lo cual se determinaron las dimensiones de la sección transversal, las solicitaciones a la cual podría estar sometida para así determinar el momento actuante sobre ella y calcular el área de acero requerida.

A partir del área de acero requerida por la viga simple, se realizó una transformación de esa cantidad de acero en barras a perfiles de acero estructural mediante un equilibrio de fuerzas de tracción para ambas secciones, obteniendo el área de acero en perfiles

De esta manera, se obtuvo la sección y la cantidad de acero de refuerzo de la viga compuesta manteniendo las mismas dimensiones y solicitaciones de la viga simple, variando el acero de refuerzo a colocar.

El modo de falla de la viga compuesta fue determinado mediante la verificación de la condición de falla balanceada, de esta manera se pudo conocer que debido al bajo contenido de acero la sección presentó una falla a tracción. Esto nos indica que independientemente del acero de refuerzo utilizado, este tipo de vigas compuestas tienen un comportamiento adecuado, siempre y cuando se tomen en cuenta los parámetros de diseño de las vigas simples, en cuanto a recubrimientos de sección, separación y colocación del acero.

El comportamiento de la viga compuesta se verificó mediante el gráfico Momento - Curvatura de la sección, el cual nos indicó que el comportamiento de este tipo de elementos no solo depende de la cantidad de acero colocado, sino también del esfuerzo cedente del acero. Además se comprobó que debido al tipo de acero colocado las vigas compuestas tienen mayor capacidad resistente en comparación con la viga simple.

Las secciones de viga simple y viga compuesta diseñadas presentaron un mismo modo de falla independientemente del tipo de acero de refuerzo colocado. El comportamiento de la viga simple y la viga compuesta en cuanto al momento resistente fue distinto, ya que la viga compuesta para todas las combinaciones de perfiles utilizados arrojó una mayor resistencia.

En cuanto a la ductilidad de las secciones, se pudo observar que aunque el acero de refuerzo es distinto para la viga simple y la viga compuesta, se obtienen valores favorables para las secciones compuestas por perfiles IPN e IPE. Esto quiere decir que este tipo de elementos, son capaces de deformarse sin aumentar las tensiones disminuyendo la probabilidad de ocurrencia de una falla frágil.

En cuanto a las diversas combinaciones de mayor y menor cantidad de acero utilizadas para evaluar el momento resistente, ductilidad, deflexión y cantidad de concreto, podemos decir que todo depende de la cantidad de acero requerido por la sección, ya que mientras mayor es la cantidad de acero mayor será la cantidad de perfiles a utilizar. Esto aumenta el momento resistente de la sección, mantiene la ductilidad en un rango aceptable, disminuye la deflexión pero aumenta la sección de concreto.

Los perfiles que dieron resultados favorables para ser usados en vigas compuestas fueron los perfiles IPN e IPE con esfuerzo cedente $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$, ya que estos además de tener un momento resistente similar al de la

viga simple, dieron valores de ductilidad y deflexión de acuerdo a lo establecido en la práctica profesional y en las normas correspondientes.

Con el estudio realizado para las vigas compuestas, se comprobó la factibilidad del uso de perfiles de acero estructural como acero de refuerzo para el diseño de elementos sometidos a flexión

5.2.- Recomendaciones

- Realizar la investigación y la evaluación práctica colocando pernos en el ala del perfil, de manera que se pueda verificar la adherencia entre ambos materiales, la resistencia y modo de falla de la sección.
- Realizar el mismo estudio para una viga empotrada y verificar la cantidad y colocación del acero en los apoyos.
- Diseñar la unión viga – columna utilizando la viga compuesta por perfiles de acero estructural y determinar la factibilidad constructiva.
- Utilizar el método de elementos finitos, para verificar cómo se comporta el perfil dentro de la sección de concreto.
- Verificar el uso de otros tipos de perfiles que puedan ser utilizados como acero de refuerzo.
- Realizar el estudio de la resistencia al corte de las vigas compuestas.

BIBLIOGRAFÍA

- Aguirre. A, C (2010). Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero *Norma AISC, Capítulo I diseño de miembros de sección compuesta*. Recuperado de <http://www.construccionenacero.com/noticias/Paginas/Descargagratisaversi%C3%B3nnespa%C3%B1oldelaEspecificaci%C3%B3nANSIAISC360-10.aspx>
- Bilbao, E (2004). *Estudio de losas mixtas de acero y concreto en sus condiciones de servicio y estados límites de resistencia*. Recuperado de <http://saber.ucv.ve/xmlui/bitstream/123456789/2053/1/Tesis%20final.pdf>
- Blanco. A. (s.f). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*”. Lima – Perú. Editorial Composición, Diagramación e Impresión Princeliness E.I.R.L.
- Bowles, J (1993). *Diseño de acero estructural. Cuarta reimpresión*. Ciudad México: Editorial Limusa S.A de C.V. Grupo Nobriega editores.
- Correo del Caroní, (2013, enero 9). Producción de Sidor cayó a niveles de los años 80. Recuperado de http://www.correodelcaroni.com/index.php?option=com_content&view=article&id=220323:sidor-cerro-el-2012-con-la-mas-baja-produccion-de-su-historia&catid=75:laboral&Itemid=114

- Covenin 316-2000. *Barras y rollos de acero con resaltes para uso como refuerzo estructural.*
- Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero.
- Fondonorma 1753:2006. *Proyecto y construcción de obras en concreto estructural.*
- Fratelli, M (1991). *Proyectos estructurales de acero.* Edición provisional.
- Fratelli, M (2005). *Temas especiales de estructuras metálicas. Estados límites LRFD.*
- González, O, y Robles, F (2011). *Aspectos fundamentales del CONCRETO REFORZADO* (4ta Ed). Ciudad México: Editorial Limusa S.A de C.V. Grupo Nobriega editores.
- *Interesante utilización de construcción mixta*, (s.f). Recuperado de <http://www.construccionenacero.com/Documents/Noticias/Edificio%20Cruz%20del%20Sur%20-%20Inmobiliaria%20Paz.pdf>
- León, R (s.f). *Desarrollos recientes en construcción mixta en los Estados Unidos de Norteamérica.* Recuperado de http://www.construccionenacero.com/Documents/Informe_Leon.pdf
- McCormac, J (2002). *Diseño de estructuras de acero método LRFD.* (2da Ed). Ciudad México: Editorial Alfaomega grupo editor S.A. de C.V.

- Norma Covenin 1618-1998A. *Estructuras de acero para edificaciones. Método de los estados límites.*
- Norma Covenin 2002-1988. *Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones.*
- Osers, R (1988). *Flujogramas para el cálculo de concreto armado.* (4ta Ed). Venezuela: Editorial.
- Park, R, y Paulay, T (1988). *Estructuras de concreto reforzado* (1era Ed). Ciudad México: Editorial Limusa S.A de C.V. Grupo Nobriega editores.
- Pose, A., y Darin G. (s.f). *La gran ventaja de la construcción mixta es aprovechar la sinergia de ambos materiales, acero y hormigón.*
Recuperado de
http://www.construccionenacero.com/Documents/Entrevista_Roberto_Leon.pdf
- Revista de Ingeniería Sísmica No. 89 134-165 (2013) en su artículo “Evaluación de la flexibilidad elástica de sistemas de piso utilizados en edificios urbanos”. Recuperado de
<http://www.smis.org.mx/rsmis/n89/Tena.pdf>

ANEXOS

ANEXO 1 Propiedades mecánicas de perfiles IPN y UPL de Sidetur

Grado Acero	Límite elástico mínimo Fy	Resistencia a la tracción mínima Fsu	Alargamiento mínimo en 50 mm %
COVENIN AE-25	2500 kgf/cm ² 250 MPa	4000 - 5600 kgf/cm ² 400 - 550 MPa	21
ASTM A-36	36 ksi 250 MPa	58 - 80 ksi 400 - 550 MPa	21
COVENIN AE-35	3500 kgf/cm ² 345 MPa	5200 - 7000 kgf/cm ² 510 - 690 MPa	21
ASTM A-529 Grade 50	50 ksi 345 MPa	70 - 100 ksi 485 - 690 MPa	21

ANEXO 2 Propiedades para el diseño de perfiles IPN de Sidetur

Designación	Peso kgf/m	Área cm ²	DIMENSIONES				Eje X - X				Eje Y - Y				TORSION	
			d mm	bf mm	tf mm	tw mm	I _x cm ⁴	S _x cm ³	Z _x cm ³	r _x cm	I _y cm ⁴	S _y cm ³	Z _y cm ³	r _y cm	J cm ⁴	C _w cm ⁴
IPN 60	4,20	5,35	60	34	5,3	3,6	30,4	10,1	11,9	2,38	3,04	1,79	3,33	0,75	0,490	23
IPN 80	6,10	7,77	80	42	5,9	4,2	78,4	19,6	22,0	3,18	6,29	2,99	4,68	0,90	0,772	86
IPN 100	8,34	10,62	100	50	6,8	4,5	171	34,2	39,4	4,01	12,2	4,88	8,19	1,07	1,50	263
IPN 120	11,1	14,2	120	58	7,7	5,1	328	54,7	63,1	4,81	21,5	7,41	12,5	1,23	2,55	673
IPN 140	14,3	18,2	140	66	8,6	5,7	573	81,9	94,5	5,61	35,2	10,7	18,0	1,40	4,07	1510

ANEXO 3. Propiedades para el diseño de perfiles IPN de Sidetur

Designación	Peso kgf/m	Área cm ²	DIMENSIONES				Eje X - X				Eje Y - Y				TORSION	
			d mm	bf mm	tf mm	tw mm	I _x cm ⁴	S _x cm ³	Z _x cm ³	r _x cm	I _y cm ⁴	S _y cm ³	Z _y cm ³	r _y cm	J cm ⁴	C _w cm ⁴
UPL 80	6,08	7,75	80	35	7,0	4,5	74,4	18,6	22,4	3,10	7,80	3,18	7,24	1,00	0,995	84,9
UPL 100	8,20	10,45	100	40	8,0	5,0	155	30,9	37,8	3,92	13,5	4,80	11,0	1,15	1,71	237
UPL 120	9,58	12,2	120	45	8,0	5,0	266	44,3	52,8	4,67	19,8	6,10	14,3	1,27	1,96	520
UPL 140	11,3	14,5	140	50	8,5	5,0	435	62,1	73,5	5,48	29,0	7,90	18,9	1,41	2,53	1060

ANEXO 4. Propiedades para el diseño de perfiles UPN

UPN	Dimensiones (mm)						Sección A cm ²	Peso P Kg/m	Referido al eje x-x				Referido al eje y-y		
	h	b	e	e ₁ =r	r ₁	h ₁			I _x cm ⁴	S _x cm ³	R _x cm	c	I _y cm ⁴	S _y cm ³	R _y cm
80	80	45	6.0	8.0	4.00	46	11.0	8.64	106	26.5	3.10	1.45	19.4	6.36	1.33
100	100	50	6.0	8.5	4.50	64	13.5	10.6	206	41.2	3.91	1.55	29.3	8.49	1.47
120	120	55	7.0	9.0	4.50	82	17.0	13.4	364	60.7	4.62	1.60	43.2	11.10	1.59
140	140	60	7.0	10.0	5.00	98	20.4	16.0	605	86.4	5.45	1.75	62.7	14.80	1.75
160	160	65	7.5	10.5	5.50	115	24.0	18.8	925	116.0	6.21	1.84	85.3	18.30	1.89
180	180	70	8.0	11.0	5.50	133	28.0	22.0	1350	150.0	6.95	1.92	114.0	22.40	2.02
200	200	75	8.5	11.5	6.00	151	32.2	25.3	1910	191.0	7.70	2.01	148.0	27.00	2.14
220	220	80	9.0	12.5	6.50	167	37.4	29.4	2690	245.0	8.48	2.14	197.0	33.60	2.30
240	240	85	9.5	13.0	6.50	184	42.3	33.2	3600	300.0	9.22	2.23	248.0	39.60	2.42
260	260	90	10.0	14.0	7.00	200	48.3	37.9	4820	371.0	9.99	2.36	317.0	42.70	2.56
280	280	95	10.0	15.0	7.50	216	53.3	41.8	6280	448.0	10.90	2.53	399.0	57.20	2.74
300	300	100	10.0	16.0	8.00	232	58.8	46.2	8030	535.0	11.70	2.70	495.0	67.80	2.90
320	320	100	14.0	17.5	8.75	246	75.8	59.5	10870	679.0	12.10	2.60	597.0	80.60	2.81
350	350	100	14.0	16.0	8.00	282	77.3	60.6	12840	734.0	12.90	2.40	570.0	75.00	2.72
380	380	102	13.5	16.0	8.00	313	80.4	63.1	15760	829.0	14.00	2.38	615.0	78.70	2.77
400	400	110	14.0	18.0	9.00	324	91.5	71.8	20350	1020.0	14.90	2.65	846.0	102.00	3.04

Recuperado de

(<http://www.sabimet.com/CATALOGO%20DE%20PRODUCTOS%20SABIMET.pdf>)

ANEXO 5. Propiedades para el diseño de perfiles IPE

IPE (l)	DIMENSIONES (mm)					ÁREA cm ²	PESO kg/m	MOMENTO RESPECTO A LOS EJES					
	h	b	s	t	r			EJE X - X			EJE Y - Y		
								Ix cm ⁴	Sx cm	Rx cm	Iy cm ⁴	Sy cm ³	Ry cm
80	80	46	3.8	5.2	5	7.64	6.0	80.1	20.0	3.24	8.49	3.69	1.05
100	100	55	4.1	5.7	7	10.30	8.1	171	34.2	4.07	15.90	5.79	1.24
120	120	64	4.4	6.3	7	13.20	10.4	318	53.0	4.90	27.70	8.65	1.45
140	140	73	4.7	6.9	7	16.40	12.9	541	77.3	5.74	44.90	12.30	1.65
160	160	82	5.0	7.4	9	20.10	15.8	869	109.0	6.58	68.30	16.70	1.84
180	180	91	5.3	8.0	9	23.90	18.8	1320	146.0	7.42	101.00	22.20	2.05
200	200	100	5.6	8.5	12	28.50	22.4	1940	194.0	8.26	142.00	28.50	2.24
220	220	110	5.9	9.2	12	33.40	26.2	2770	252.0	9.11	205.00	37.30	2.48
240	240	120	6.2	9.8	15	39.10	30.7	3890	324.0	9.97	284.00	47.30	2.69
270	270	135	6.6	10.2	15	45.90	36.1	5790	429.0	11.20	420.00	62.20	3.02
300	300	150	7.1	10.7	15	53.80	42.2	8360	557.0	12.50	604.00	80.50	3.35
330	330	160	7.5	11.5	18	62.60	49.1	11770	713.0	13.70	788.00	98.50	3.55
360	360	170	8.0	12.7	18	72.70	57.1	16270	904.0	15.00	1040.00	123.00	3.79
400	400	180	8.6	13.5	21	84.50	66.3	23130	1160.0	16.50	1320.00	146.00	3.95
450	450	190	9.4	14.6	21	98.80	77.6	33740	1500.0	18.50	1680.00	176.00	4.12
500	500	200	10.2	16.0	21	116.00	90.7	48200	1930.0	20.40	2140.00	214.00	4.31
550	550	210	11.1	17.2	24	134.00	106.0	67120	2440.0	22.30	2670.00	254.00	4.45
600	600	220	12.0	19.0	24	156.00	122.0	22080	3070.0	24.30	3390.00	308.00	4.66

Recuperado de

(<http://www.sabimet.com/CATALOGO%20DE%20PRODUCTOS%20SABIMET.pdf>)

ANEXO 6. Propiedades mecánicas de perfiles ANGULOS de alas iguales de Sidetur

Grado Acero	Límite elástico mínimo Fy	Resistencia a la tracción mínima Fsu	Alargamiento mínimo en 50 mm %	Alargamiento mínimo en 200 mm %
COVENIN AE-25	2500 kgf/cm ² 250 MPa	4000 - 5600 kgf/cm ² 400 - 550 MPa	21	20
ASTM A-36	36 ksi 250 MPa	58 - 80 ksi 400 - 550 MPa	21	20
COVENIN AE-35	3500 kgf/cm ² 345 MPa	5200 - 7000 kgf/cm ² 510 - 690 MPa	21	18
ASTM A-529 Grade 50	50 ksi 345 MPa	70 - 100 ksi 485 - 690 MPa	21	18
COVENIN AE-35A	3500 kgf/cm ² 345 MPa	4600 kgf/cm ² 450 MPa	21	18
ASTM A-572 Grade 50	50 ksi 345 MPa	65 ksi 450 MPa	21	18

ANEXO 7.a. Propiedades para el diseño de perfiles ANGULARES de alas iguales de Sidetur

DIMENSIONES Y PROPIEDADES														
Perfil L d x t	Peso kgf/m	A cm ²	Ejes X e Y				Eje Z		Eje W		Flexotorsión			
			I	S	r	Z	r _z	S _z	r _w	S _w	J	C _w	r _o	β
			cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ⁶	cm	
20 x 3	0,879	1,12	0,390	0,277	0,589	0,522	0,378	0,190	0,744	0,438	0,037	0,009	1,04	0,637
25 x 3	1,11	1,42	0,798	0,448	0,750	0,838	0,478	0,318	0,947	0,720	0,046	0,019	1,33	0,634
30 x 3	1,36	1,74	1,41	0,651	0,901	1,228	0,570	0,478	1,14	1,06	0,060	0,035	1,60	0,635
35 x 4	2,09	2,67	2,96	1,18	1,05	2,20	0,671	0,847	1,33	1,91	0,156	0,128	1,87	0,633
x 6	3,04	3,87	4,13	1,71	1,03	3,14	0,680	1,14	1,30	2,64	0,488	0,393	1,83	0,637
38 x 3*	1,75	2,23	2,94	1,06	1,15	2,01	0,723	0,807	1,46	1,75	0,079	0,073	2,04	0,635
40 x 3*	1,84	2,35	3,46	1,18	1,21	2,23	0,780	0,905	1,52	1,96	0,083	0,086	2,15	0,635
x 4	2,42	3,08	4,48	1,56	1,21	2,91	0,765	1,14	1,52	2,53	0,185	0,195	2,14	0,634
x 6	3,52	4,48	6,33	2,26	1,19	4,18	0,764	1,54	1,50	3,55	0,577	0,608	2,11	0,635
45 x 3*	2,09	2,66	4,95	1,49	1,36	2,85	0,855	1,17	1,73	2,50	0,098	0,123	2,42	0,636
x 4*	2,74	3,49	6,43	1,97	1,36	3,72	0,880	1,48	1,71	3,25	0,215	0,283	2,41	0,634
x 5*	3,38	4,30	7,83	2,43	1,35	4,56	0,870	3,34	1,70	7,32	0,401	0,533	2,40	0,634
50 x 4	3,06	3,89	8,97	2,46	1,52	4,63	0,980	1,87	1,92	4,08	0,237	0,393	2,70	0,633
x 5	3,77	4,80	11,0	3,05	1,51	5,68	0,980	2,23	1,90	4,97	0,443	0,744	2,69	0,633
x 6*	4,47	5,69	12,9	3,62	1,50	6,70	0,959	2,56	1,90	5,80	0,741	1,25	2,67	0,633
x 7	5,15	6,56	14,6	4,16	1,49	7,68	0,961	2,87	1,88	6,57	1,15	1,92	2,65	0,634
60 x 4*	3,70	4,71	15,8	3,59	1,83	6,75	1,15	2,78	2,32	5,98	0,290	0,694	3,26	0,634
x 5*	4,57	5,82	19,4	4,45	1,82	8,31	1,17	3,34	2,30	7,32	0,543	1,32	3,25	0,633
x 6*	5,42	6,91	22,8	5,29	1,82	9,82	1,17	3,86	2,29	6,60	0,908	2,22	3,23	0,633
x 7*	6,26	7,98	26,1	6,11	1,81	11,3	1,15	4,34	2,28	9,80	1,41	3,44	3,21	0,633

ANEXO 7.b. Propiedades para el diseño de perfiles ANGULARES de alas iguales de Sidetur

DIMENSIONES Y PROPIEDADES														
Perfil L d x t	Peso	A	Ejes X e Y				Eje Z		Eje W		Flexotorsión			
			I	S	r	Z	r _z	S _z	r _w	S _w	J	C _w	r _o	β
mm	kgf/m	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ⁶	cm	
65 x 4*	4,03	5,13	20,15	4,20	1,98	7,96	1,25	3,30	2,51	7,04	0,325	0,889	3,52	0,635
x 5	4,99	6,36	24,8	5,23	1,98	9,81	1,25	3,98	2,50	8,65	0,603	1,70	0,603	0,633
x 6	5,91	7,53	29,2	6,21	1,97	11,6	1,27	4,60	2,49	10,2	1,00	2,86	3,50	0,633
x 7	6,83	8,70	33,4	7,18	1,96	13,3	1,26	5,19	2,48	11,6	1,56	4,43	3,49	0,633
75 x 5*	5,78	7,36	38,6	7,01	2,29	13,2	1,44	5,43	2,90	11,7	0,709	2,65	4,07	0,634
x 6*	6,87	8,75	45,6	8,35	2,28	15,6	1,47	6,31	2,87	13,8	1,18	4,48	4,06	0,633
x 7	7,94	10,1	52,4	9,67	2,28	18,0	1,44	7,14	2,88	15,8	1,82	6,97	4,05	0,633
x 8	9,00	11,5	58,9	11,0	2,27	20,3	1,44	7,92	2,86	17,7	2,66	10,2	4,03	0,633
x 10*	11,1	14,1	71,4	13,5	2,25	24,8	1,45	9,36	2,83	21,4	5,01	19,1	3,99	0,634
90 x 5*	6,97	8,88	67,8	10,2	2,76	19,2	1,74	8,06	3,50	17,1	0,86	4,65	4,91	0,634
x 6*	8,30	10,6	80,5	12,2	2,76	22,8	1,74	9,41	3,49	20,3	1,43	7,90	4,91	0,633
x 7	9,61	12,24	92,7	14,1	2,75	26,3	1,74	10,7	3,48	23,3	2,21	12,3	4,90	0,632
x 8*	10,9	13,9	104	16,1	2,74	29,8	1,76	11,9	3,45	26,3	3,23	18,1	4,88	0,632
100 x 7*	10,7	13,7	128	17,6	3,07	32,7	1,94	13,4	3,88	29,1	2,49	17,1	5,45	0,632
x 8	12,2	15,5	145	19,9	3,06	37,0	1,96	15,0	3,85	32,8	3,64	25,2	5,44	0,632
x 9*	13,6	17,3	161	22,3	3,05	41,3	1,93	16,5	3,85	36,4	5,08	35,3	5,42	0,632
x 10	15,0	19,2	177	24,7	3,04	45,4	1,95	17,9	3,82	39,9	6,86	47,6	5,41	0,632