



**UNIVERSIDAD DE CUENCA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
CARRERA: INGENIERÍA CIVIL**

**DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN USANDO  
SECCIONES MIXTAS**

**MONOGRAFÍA PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL  
TÍTULO DE ESPECIALISTA EN ANÁLISIS Y  
DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO Y DE  
HORMIGÓN ARMADO.**

**REALIZADO POR: Claudio Germán Coronel Urgilés**

**TUTOR: Ing. Roberto Gamón Torres, PhD.**

**Mayo de 2016**



## RESUMEN

Ante el incremento del uso de los perfiles de acero en nuestro medio, de una manera empírica en muchos de los casos, lo cual se convierte en una amenaza que atenta contra la seguridad de las personas, se realiza este trabajo que servirá como guía a todos los profesionales interesados en incrementar sus conocimientos e incursionar en cálculo y diseño de elementos estructurales usando secciones mixtas.

Se explica el cálculo y diseño de secciones mixtas, específicamente de entrepisos con losa colaborante sobre vigas construidas, columnas tubulares rellenas de hormigón, usando el método LRFD, ejemplificados en una estructura que fue calculada usando secciones de acero únicamente.

Los resultados de los dos análisis se tabulan y se compara el peso de acero que se necesita cuando se calcula como elementos de acero solo, con el peso que se necesita cuando se calcula el acero trabajando en conjunto con el hormigón.

**Palabras Clave:** LRFD, AISC 360-10, Steel Deck, Sección Compuesta



## ABSTRACT

Given the increased use of steel profiles in our area, used in many cases without experience, which becomes a threat that could affect the safety of people. The start of this work will serve as a guide for all professionals interested in increasing their knowledge and to begin calculation and design of structural elements using composite sections; the calculation and design of composite sections, specifically mezzanines built with composite slab on beams, concrete -filled tubular columns using the LRFD method, model an structure that was calculated using steel sections only.

The results of the two analyzes are tabulated and compared; the weight of the steel that is necessary when using steel elements only against the weight of the steel that is necessary when the steel is calculated working with concrete.

**Keywords:** LRFD, AISC 360-10, Steel Deck, Composite Sections



## ÍNDICE

Resumen	2
Abstract	3
<b>CAPÍTULO I</b>	
ANTECEDENTES	10
1.1 Objetivos	11
1.2 Metodología	11
1.3 Introducción a las secciones mixtas	11
1.4 Características que deben cumplir las secciones mixtas	13
1.5 Ventajas y desventajas de las secciones mixtas	15
1.6 Métodos de análisis y diseño	16
<b>CAPITULO II</b>	
FUNDAMENTO TEORICO	17
2.1 Método de diseño con LRFD	17
2.2 Estados Límite	22
2.3 Diseño de Vigas Compuestas	26
2.4 Diseño de columnas con perfiles tubulares rellenos	47
2.5 Losas con placa colaborante	57
<b>CAPÍTULO III</b>	
CALCULO ESTRUCTURAL MEDIANTE EL USO DEL SOFTWARE ETABS.	66
3.1. Generalidades del proyecto	66
3.2. Del predimensionamiento estructural	72
3.3. Materiales	72
3.4. Sistema estructural escogido	75
3.5. Análisis estructural	75
3.6. Parámetros de diseño sismorresistente	76
3.7. Cimentación	78
3.8. Evaluación de cargas para análisis sísmico	78
3.9. Modelo 3d	82



Universidad de Cuenca

3.10. Deformación sismo	83
3.11. Resumen de cálculos	84
3.12. Resumen de cálculos con Etabs	87
3.13. Diseño de entrepiso con Etabs (secciones no mixtas)	91
3.14. Resumen de secciones no mixtas	92
3.15. Diseño de secciones mixtas	93
3.16. Diseño de columnas de sección mixta	114
3.17. Resumen de diseño de secciones mixtas	119
3.18. Resumen de acero de vigas, calculadas como acero solo	120
3.19. Resumen de secciones de columnas de acero	121
3.20. Resumen de secciones de columnas de sección mixta	122
3.21. Resumen de acero de columnas, calculadas como acero solo	123

#### **CAPÍTULO IV**

4.1. Conclusiones y recomendaciones	124
4.2. Bibliografía	126
4.3. Anexos	127



## **CAPITULO I**

Fig. 1.1 Vigas de acero con losa de placa colaborante	12
Fig. 1.2 Losa de hormigón sobre plancha de acero plegada	12
Fig. 1.3 Perfiles de acero embebidos en hormigón	13
Fig. 1.4 Perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón	13
Fig. 1.5 Acción compuesta y no compuesta de secciones	14

## **CAPITULO II**

Fig. 2.1. Falla a Compresión del Hormigón	22
Fig. 2.2. Plastificación del Acero	23
Fig. 2.3. Pérdida de Acción Compuesta	23
Fig. 2.4 Pérdida de estabilidad global por volcamiento	24
Fig. 2.5 Fisuración	25
Fig. 2.6 Área Transformada	27
Fig. 2.7 Efectos de los puntales en la deflexión	29
Fig. 2.8 Posibles ubicaciones del eje neutro plástico	30
Fig. 2.9 Eje neutro en la losa de concreto	31
Fig. 2.10 Eje neutro dentro del ala superior	32
Fig. 2.11 Eje neutro en el alma del perfil	33
Fig. 2.12 Eje neutro dentro del ala superior	34
Fig. 2.13 Eje neutro en el alma del perfil	35
Fig. 2.14 ancho efectivo del ala	36
Fig. 2.15 Distribución de esfuerzo través de la losa	37
Fig. 2.16 Tipos de conectores	38
Fig. 2.17 Capacidad plástica de la sección compuesta	39
Fig. 2.18 Ubicación de conectores en cargas concentradas	42
Fig. 2.19 Arreglo de conectores	43
Fig. 2.20 El espesor mínimo para la pared de un tubular relleno	48
Fig. 2.21 El espesor mínimo para la pared para tubos rellenos	48
Fig. 2.22 El momento de primera fluencia en el ala traccionada	53
Fig. 2.23 El momento plástico del perfil de acero	53



Universidad de Cuenca

Fig. 2.24 Distribución de tensiones plásticas	54
Fig. 2.25 Distribución de tensiones plásticas	54
Fig. 2.26 Compatibilidad de deformaciones	55
Fig. 2.27 Distribución de tensiones plásticas	55
Fig. 2.28 Valores de $R_g$ y $R_p$	58
Fig. 2.29 Eje neutro en la losa de concreto con lámina colaborante.	59
Fig. 2.30 Eje neutro en el ala superior de la viga	60
Fig. 2.31 Eje neutro en el alma de la sección de acero	61
Fig. 2.32 Eje neutro en el ala superior de la viga de acero	62
Fig. 2.33 Eje neutro en el alma de la viga de acero	63
Fig. 2.34 Ondas o nervios perpendiculares a la viga.	64
Fig. 2.35 Para ondas o nervios perpendiculares a la viga.	64
Fig. 2.36 $N_r$ , $h_r$ , $w_r$ , $H_s$ .	65

### **CAPÍTULO III**

Fig. 3.1 Fachada vivienda	67
Fig. 3.2 Fachada vivienda	67
Fig. 3.3 Fachada vivienda	68
Fig. 3.4 Planta Baja	69
Fig. 3.5 Planta Alta	70
Fig. 3.6 Cubierta	71

### **INDICE DE TABLAS**

#### **CAPITULO II**

Tabla. 2.1 Factores de reducción de resistencia $\emptyset$ NEC	20
Tabla 2.2 Factores de reducción de resistencia $\emptyset$ AISC 360-10	20

#### **CAPITULO III**

Tabla 3.1 Valores del Factor Z en función de la zona Sísmica adoptad	77
Tabla 3.2 Clasificación de perfiles de suelo	78



Universidad de Cuenca  
Clausula de derechos de autor

---

*Claudio German Coronel Urgilés*, autor de la tesis "DISEÑO DE UNA EDIFICACION USANDO SECCIONES MIXTAS", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Especialista En Análisis Y Diseño De Estructuras De Acero Y De Hormigón Armado. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca 20 de mayo de 2016

Claudio German Coronel Urgilés

C.I: 030126648-2



Universidad de Cuenca  
Clausula de propiedad intelectual

---

**Claudio German Coronel Urgilés autor de la tesis "DISEÑO DE UNA EDIFICACION USANDO SECCIONES MIXTAS", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.**

Cuenca 20 de mayo de 2016

Claudio German Coronel Urgilés

C.I: 030126648-2



## CAPÍTULO I

# ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN USANDO SECCIONES MIXTAS

### 1 ANTECEDENTES

Ante el incremento del uso de los perfiles de acero en nuestro medio, en su mayoría de forma empírica, se ha constatado en la ciudad la construcción de obras relativamente importantes en ocasiones sin el menor criterio técnico, lo cual se convierte en una amenaza que atenta contra la seguridad de las personas que usan estas estructuras, ya sea como viviendas o locales comerciales. Las estructuras metálicas que son realizadas en su gran mayoría por personas que incursionaron en este campo sin ningún tipo de preparación ni guía técnica, incluso son las mismas personas las encargadas de realizar los trabajos de carpintería metálica las que realizan las soldaduras y dimensionamientos de las estructuras resistentes

Por lo que, es necesario la realización de este trabajo el mismo que podrá servir como guía a todos los profesionales interesados en incrementar sus conocimientos e incursionar en la construcción con el uso de secciones mixtas.

En otros casos en los que se han exigido cálculos estructurales, al construir las son construidas de forma diferente a como fueron concebidas, debido a que los estudios fueron usados para dar cumplimiento a ordenanzas municipales mas no para la construcción de la estructura.

Uno de los problemas más comunes es la mala utilización de materiales que existen en el mercado como por ejemplo el uso de paneles Steel Deck para el armado de las losas, ya que casi nunca se cumple con las especificaciones dadas por el fabricante y se las coloca de una manera que trabaja de forma diferente a como fue concebido en el dimensionamiento estructural. Otro de los problemas es el uso de elementos no estructurales



Universidad de Cuenca

como es el caso de los perfiles omega que no son fabricados para usar en el campo de la construcción de edificaciones, sin embargo su uso se ha generalizado dentro del medio, para la construcción de losas en viviendas unifamiliares, y hasta en edificios multifamiliares.

## **1.1 OBJETIVOS**

### **1.1.1 OBJETIVO GENERAL**

- Analizar y diseñar de una edificación usando secciones mixtas.

### **1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Fundamentar el comportamiento de los elementos estructurales construidos con secciones mixtas.
- Modelar una estructura, conforme a códigos nacionales y extranjeros
- Diseñar los elementos estructurales usando secciones mixtas
- Recomendar el procedimiento de diseño
- Analizar los resultados obtenidos.

## **1.2 METODOLOGÍA**

- Recopilación y estudio de la literatura técnica en torno a la temática.
- Fundamento teórico para el diseño de elementos estructurales
- Cuantificación de cargas y modelación tridimensional de la estructura mediante el uso del software ETABS.
- Análisis de Resultados.
- Diseño de los Elementos.
- Conclusiones y recomendaciones

## **1.3 INTRODUCCIÓN A LAS SECCIONES MIXTAS**

### **1.3.1 DEFINICIÓN DE SECCIONES MIXTAS**

Se denominan secciones mixtas a aquellas que son conformadas por varios materiales que trabajan monolíticamente formando una sección única, para este trabajo se usa al acero estructural ya sea doblado en frío o laminados,



Universidad de Cuenca  
trabajando conjuntamente con el hormigón armado, aprovechando al máximo las propiedades mecánicas de cada uno de ellos.

### 1.3.2 CLASIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS MIXTOS

Una sección mixta está conformada por tres elementos: la sección de hormigón, la sección de acero y los conectores, siendo estos los que proporcionan el funcionamiento monolítico acero- hormigón. Se pueden construir varios tipos de secciones para vigas, columnas, losas, siendo las siguientes las más usadas:

**1.3.3 Vigas de acero con losa de placa colaborante.** Su análisis se lo realiza como un solo elemento, en donde su rigidez es mayor al de la viga sola, se pueden calcular con o sin apuntalamiento.

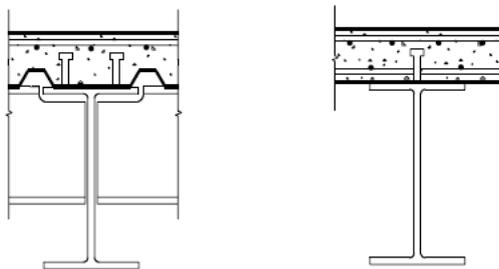


Fig. 1.1 Asociación Latinoamericana del Acero. (2010). Programa de apoyo a la enseñanza de la construcción en Acero. Recuperado de <http://www.alacero.org>

**1.3.4 Losa de hormigón sobre plancha de acero plegada:** como su nombre lo indica el hormigón es vaciado sobre una plancha de acero plegada. Esta plancha hace las veces de encofrado y además, puede permitir prescindir de conectores, este tipo de placa no se fabrica en nuestro medio.



Fig. 1.2 Asociación Latinoamericana del Acero. (2010). Programa de apoyo a la enseñanza de la construcción en Acero. Recuperado de <http://www.alacero.org>



Universidad de Cuenca

**1.3.5 Perfiles de acero embebidos en hormigón:** En este tipo de elementos con el relleno de hormigón se evita el pandeo local de los perfiles de acero y protección contra el fuego.

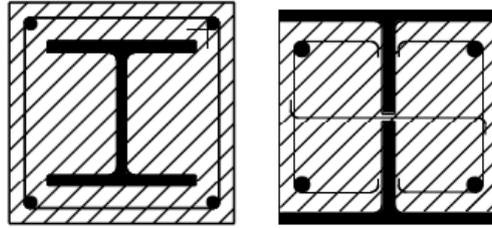


Fig. 1.3 Asociación Latinoamericana del Acero. (2010). Programa de apoyo a la enseñanza de la construcción en Acero. Recuperado de <http://www.alacero.org>

**1.3.6 Perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón:** Perfiles rectangulares, cuadrados o circulares que se rellenan con hormigón. No requieren encofrado y si bien no están recubiertos por el hormigón, el relleno les da una mayor resistencia al fuego al actuar como disipador del calor.

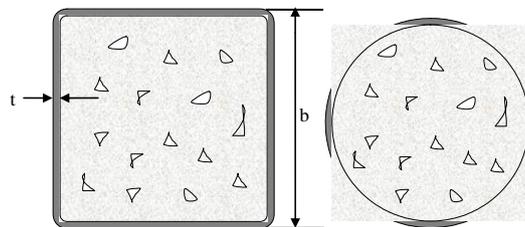


Fig. 1.4 Asociación Latinoamericana del Acero. (2010). Programa de apoyo a la enseñanza de la construcción en Acero. Recuperado de <http://www.alacero.org>

## 1.4 CARACTERÍSTICAS QUE DEBEN CUMPLIR LAS SECCIONES MIXTAS.

Las propiedades físicas y mecánicas de los materiales que conforman la sección mixta, inciden directamente en el comportamiento de los miembros de sección mixta.

Universidad de Cuenca

La diferencia de rigidez de los materiales que conforman la sección mixta hace que las cargas de la estructura se distribuyan de forma diferente, por lo que es necesario establecer una sección con propiedades únicas para toda su geometría, lo que se logra usando coeficientes de relación de módulos de elasticidad y resistencia. En una sección compuesta con viga metálica y losa de concreto, la sección transformada predominante es la de acero, por lo tanto, la parte de concreto se transforma en sección de acero equivalente.

#### 1.4.1 Conexión de Interface

En la zona de contacto entre los dos materiales que forma la sección mixta trabajando en flexión, debido al esfuerzo cortante que se produce en el elemento debido a la acción de cargas también se produce un cortante paralelo a esta zona, esta trata de deslizar los materiales uno con respecto al otro, lo cual se evita diseñando dispositivos que absorban este cortante, haciendo que la sección trabaje monolíticamente.

#### 1.4.2 Interacción Concreto- Acero

En los elementos de sección mixta es necesario que exista una conexión entre el concreto y el acero, hablando de los sistemas de piso, existe una cierta conexión entre el ala superior de la viga de acero y el fondo de la losa de concreto debido a la adherencia y fricción entre el concreto y el acero.

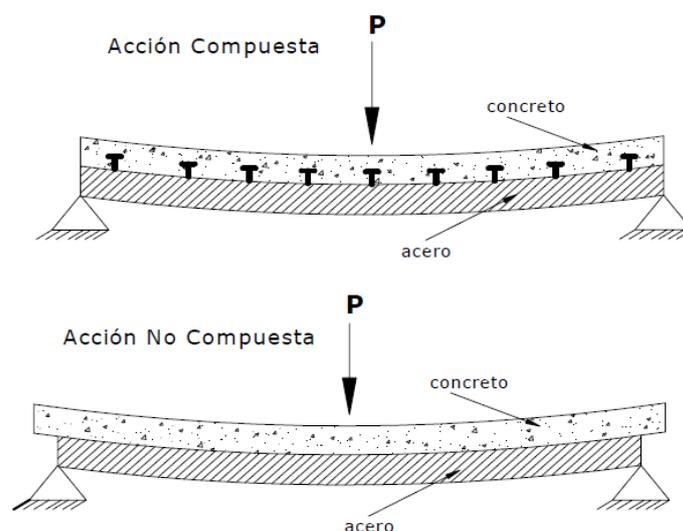


Fig. 1.5 Acción compuesta y no compuesta de secciones



Universidad de Cuenca

Para que ocurra acción compuesta es necesario que haya transferencia de esfuerzos entre el acero y el hormigón y viceversa. Los mecanismos típicos de transferencia son:

- **Adherencia:** el vínculo por fricción o adhesión entre una superficie de acero y una de hormigón, su resistencia es limitada.
- **Trabazón:** contacto mecánico, por ejemplo a través de insertos embebidos en el hormigón y soldados al acero. Es la solución cuando la adherencia no es suficiente, a estos elementos se los denomina conectores de cortante.

## 1.5 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LAS SECCIONES MIXTAS

### 1.5.1 Ventajas

- Menor costo de construcción: es el resultado de la mayor rapidez de construcción, además del posible ahorro de encofrados. El uso de elementos de menor peralte permite reducir la altura entre pisos, con el consiguiente ahorro en elementos no estructurales, acabados y sobre todo en la disminución del peso total de la estructura, con todos los beneficios que esto implica.
- Mayor amortiguamiento y rigidez del sistema estructural.
- Rapidez de construcción: es posible avanzar con la estructura de acero sin necesidad de esperar por el curado del hormigón.
- Es el método más empleado para el reforzamiento estructural.
- El hormigón además de su colaboración estructural, sirve como protector del acero ante la corrosión y el fuego.

### 1.5.2 Desventajas

- Durante la construcción, es necesario combinar dos especialidades (construcción en hormigón y construcción en acero) trabajando al mismo tiempo, lo que complica la programación y ejecución de la obra.



Universidad de Cuenca

- Se debería hacer un estudio adicional para analizar la posibilidad de presencia de vibración de las estructuras.
- Cálculo estructural más complejo, por ejemplo el efecto de fenómenos como el flujo plástico y la retracción del hormigón pueden ser mayores que en el caso de estructuras solamente de hormigón armado.

## 1.6 MÉTODOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

Para el cálculo y diseño de estructuras mixtas se pueden usar varios métodos, entre los más conocidos tenemos:

### 1.6.1 Teoría Elástica

Este método de cálculo era el más usado a principios del siglo XIX, se lo conoce también como el método de los ESFUERZOS PERMISIBLES O MÉTODO DE ESFUERZOS DE TRABAJO.

La base conceptual consiste en calcular las **cargas de servicio** a la que la estructura será sometida y compararlas con las propiedades o características de resistencia de los elementos según sus materiales, divididos para un **factor de seguridad**, conocidos como esfuerzos permisibles o de trabajo.

Este método se ha dejado de usar en algunos países ya que es aplicable únicamente dentro del rango elástico donde los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones (Se cumple la Ley de Hooke).

### 1.6.2 Método de Análisis Plástico

Conocido también como diseño al límite, permite incursionar en el rango plástico del acero, como se conoce, la resistencia está por encima del límite de fluencia del material lo cual es aprovechado por este método para obtener diseños de estructuras en las cuales se tiene mejor conocimiento del comportamiento de los materiales que la componen.

Al producirse la plastificación del material debido a la acción de las cargas se forma rotulas plásticas forzando a una redistribución de momentos



Universidad de Cuenca

determinándose una capacidad para admitir rotaciones importantes al incrementarse la carga, produciéndose la falla cuando se hayan incrementado las rotulas plásticas formando un mecanismo de colapso.

### **1.6.3 Diseño basado en estados límite o diseño por factores de carga y resistencia (LRFD).**

A un estado límite se lo conoce también como MODO DE FALLA, los cuales son diferentes según los tipos de materiales y elementos estructurales. Se requiere de un estudio probabilístico donde se garantice que de presentarse un estado límites, sea menor que los parámetros establecidos como admisibles.

Alcanzar un estado límite significa que la estructura dejó de cumplir con la función para la que se diseñó y construyó.

El Método LRFD se basa en los siguientes aspectos:

- Cada uno de los estados límites corresponden a cargas externas aplicadas a la estructura cuando se han sobrepasado los valores previstos en dependencia de la naturaleza de la carga.
- El efecto de las acciones externas como cargas, deformaciones, vibraciones, etc., que corresponden a un estado límite, se los define como una **función de carga S**, y a la respuesta de la estructura a estas acciones se lo denomina como **función de resistencia R**.

El método de los estados limites es el que usa para el desarrollo de esta monografía por lo que se amplía su estudio en capítulo siguiente.

## **CAPITULO II**

### **2 FUNDAMENTO TEORICO**

#### **2.1 Método de diseño con LRFD.**

El diseño con el método LRFD reúne las características de diseño último, diseño plástico, diseño al límite, usa conceptos de estado límite o modos de falla, para lo cual considera las solicitaciones multiplicadas por



Universidad de Cuenca

factores de carga, a lo que llamaremos cargas últimas ( $Q_u$ ). Adicionalmente a la resistencia teórica o nominal de los materiales también se los multiplica por un factor  $\Phi$ , factor de reducción de resistencia, con el cual cubrimos incertidumbres que se puedan presentar en la calidad de los materiales o en la confiabilidad del proceso constructivo.

Se podría considerar como la ecuación fundamental del diseño LEFD la siguiente:

$$Q_u \leq \Phi R_n, \text{ donde:}$$

$Q_u$ = Solicitaciones de carga muerta, viva, sismo, etc. multiplicadas por factores de carga.

$\Phi R_n$ = Resistencia teórica o nominal multiplicada por factor de reducción de resistencia.

**2.1.1 Factores de carga.** Son utilizados para incrementar las solicitaciones sobre una estructura, para cubrir incertidumbres que se puedan presentar con relación a la calidad de los materiales o a los procesos constructivos utilizados. Estos factores afectan a todas las cargas, en función de su facilidad de cálculo, así para una carga de fácil estimación el factor de carga será menor. Los factores de carga y sus combinaciones que usaremos, se muestra a continuación.

$$U = 1.4D \quad (\text{NEC SD CG})$$

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5\max(Lr; S; R) \quad (\text{NEC SD CG})$$

$$U = 1.2D + 1.6\max(Lr; S; R) + \max(L; 0.5W)^* \quad (\text{NEC SD CG})$$

$$U = 1.2D + 1.0W + L + 0.5\max(Lr; S; R)^* \quad (\text{NEC SD CG})$$

$$U = 1.2D + 1.0E + L + 0.2S^* \quad (\text{NEC SD CG})$$

$$U = 0.9D + 1.0W \quad (\text{NEC SD CG})$$

$$U = 0.9D \pm 1.0E \quad (\text{NEC SD CG})$$

$$*L = 0.5\text{kN/m}^2 \text{ si } L \leq 4.8 \text{ kN/m}^2$$

Donde:



Universidad de Cuenca

D= Carga permanente

E= Carga de sismo L= Carga

viva

Lr= Sobrecarga cubierta

S= Carga de granizo

R=Carga de

lluvia

Las especificaciones LRFD presentan los siguientes factores de carga con el propósito de incrementar las cargas de servicio para tomar en cuenta las incertidumbres existentes al estimar cargas vivas y muertas.

$$U= 1.4D$$

$$U= 1.2D + 1.6L+0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$U= 1.2D + 1.6(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + 0.5(0.5L \text{ o } 0.8W)$$

$$U= 1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$U= 1.2D \pm 1.0E + (0.5L \text{ o } 0.2S)$$

$$U= 0.9D \pm (1.3W \text{ o } 1.0E)$$

Donde:

D= Carga permanente

E= Carga de sismo L= Carga viva

Lr= Sobrecarga cubierta

S= Carga de granizo

R=Carga de lluvia

W= fuerza de viento

U= Carga Ultima

**2.1.2 Factores de resistencia.** Se los denomina con  $\Phi$ , el que se cubre las incertidumbres de la calidad de los materiales y del proceso constructivo, incluso de las aproximaciones que se realizan en los cálculos de los modelos matemáticos.

A la resistencia última teórica la llamaremos resistencia nominal, a la cual la afectaremos por el factor  $\Phi$ , para obtener las resistencias ultimas, los factores toman los valores siguientes:



Universidad de Cuenca

Solicitaciones	Factores de reducción de resistencia $\phi$
Secciones controladas por tracción	0.90
Tracción axial	0.90
Secciones controladas por compresión	
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Elementos con refuerzo transversal en espiral</li> <li>• Otros elementos reforzados</li> </ul>	0.75 0.65
Cortante y torsión	0.75
Aplastamiento	0.65

Tabla. 2.1 NEC SD EH. (2014). Norma ecuatoriana a de la construcción. Recuperado de <http://www.miduvi.org.ec>

En el siguiente cuadro se detalla el uso de los factores de resistencia.

Factor $\phi$	USO
1	Aplastamiento en áreas proyectantes de pasadores, fluencia del alma bajo cargas concentradas, cortante en tornillos en juntas tipo fricción.
0.9	Vigas sometidas a flexión y corte, filetes de soldadura con esfuerzos paralelos al eje de la soldadura, soldaduras de ranura en el metal base, fluencia de la sección total de miembros a tensión.
0.85	Columnas, aplastamiento del alma, distancias al borde y capacidad de aplastamiento en agujeros
0.80	Cortante en el área efectiva de soldaduras de ranura con penetración completa, tensión normal al área efectiva de soldaduras de ranura con penetración parcial.
0.75	Tornillos a tensión, soldaduras de tapón o muesca, fractura en la sección neta de miembros a tensión.
0.65	Aplastamiento en tornillos (que no sean tipo A307).
0.60	Aplastamiento en cimentaciones de concreto.

Tabla 2.2 Asociación Latinoamericana del Acero. (2010). Especificación ANSI/AISC 360-10. Recuperado de <http://www.alacero.org>

**2.1.3 Seguridad y especificaciones LRFD.** El objetivo principal del cálculo y diseño estructural es restringir las posibilidades de fallas estructurales durante la vida útil de los elementos. Ante esto se debe realizar una evaluación probabilística de riesgo de falla, valores que deben estar dentro los rangos permisibles.



Universidad de Cuenca

Para poder evaluar la confiabilidad de las estructuras se puede utilizar la expresión de índice de confiabilidad o seguridad.

$$\beta = \frac{\ln\left(\frac{R_m}{Q_m}\right)}{\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}} \quad (2.1)$$

Este índice de seguridad o confiabilidad es la desviación estándar entre la resistencia media ( $R_m$ ) y los efectos de carga medios ( $Q_m$ ).

Alcanzar un estado de falla, es alcanzar un estado en el que  $R$  sea menor que  $Q$ , lo cual siempre es posible.

La menor probabilidad de exceder un estado límite viene dado por un mayor valor de  $\beta$ . Podemos usar los siguientes valores de  $\beta$  como referenciales.

$\beta = 3.0$  Para miembros sujetos a cargas de gravedad.

$\beta = 4.5$  Para conexiones

$\beta = 2.5$  Para miembros sujetos a cargas de gravedad y viento

$\beta = 1.75$  Para miembros sujetos a cargas de gravedad y sismo

#### **2.1.4 Ventajas del método LRFD.**

Como se observó anteriormente los factores de carga usados tanto para carga muerta como para carga viva son distintos, a diferencia del método de diseño por esfuerzos permisibles que usa el mismo factor de seguridad para los dos tipos de carga, lo cual para estructuras pequeñas, da como resultado estructuras más pesadas.

En comparación con el método de diseño por esfuerzos permisibles, el método LRFD conlleva a estructuras más económicas que ayudados con la ciencia y la tecnología se lo puede realizar de una manera fácil.

## 2.2 Estados Límite

Se usa este término para describir la condición en la cual un elemento estructural o toda la estructura dejó de cumplir la función para la cual fue construida.

Existen dos clases de estados límites, de resistencia y de servicio, los cuales deben ser prevenidos por el calculista, sobre todo los estados límites de resistencia, ya que estos implican la seguridad de la vida humana.

### 2.2.1 Estados Límite de Resistencia

**2.2.1.1 Falla a Compresión del Hormigón.** Se produce en elementos a flexión cuando en la fibra superior del hormigón se sobrepasa la capacidad de resistencia a la compresión  $f'_c$  y se produce la falla antes de que la viga de acero haya alcanzado una fluencia significativa, el hormigón deja de ser parte del sistema resistente y el elemento trabaja como si fuese solo de acero.

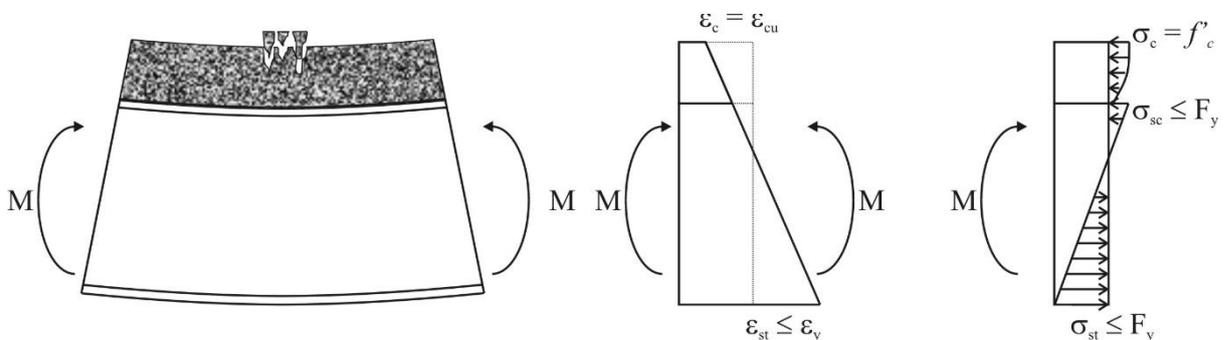


Fig. 2.1. Asociación Latinoamericana del Acero. (2010). Programa de apoyo a la enseñanza de la construcción en Acero. Recuperado de <http://www.alacero.org>

**2.2.1.2 Plastificación del Acero.** Sería el comportamiento inverso del anterior, el elemento de acero alcanza la fluencia antes que el componente de hormigón sobrepase su  $f'_c$ , se presenta en elementos trabajados a flexión.

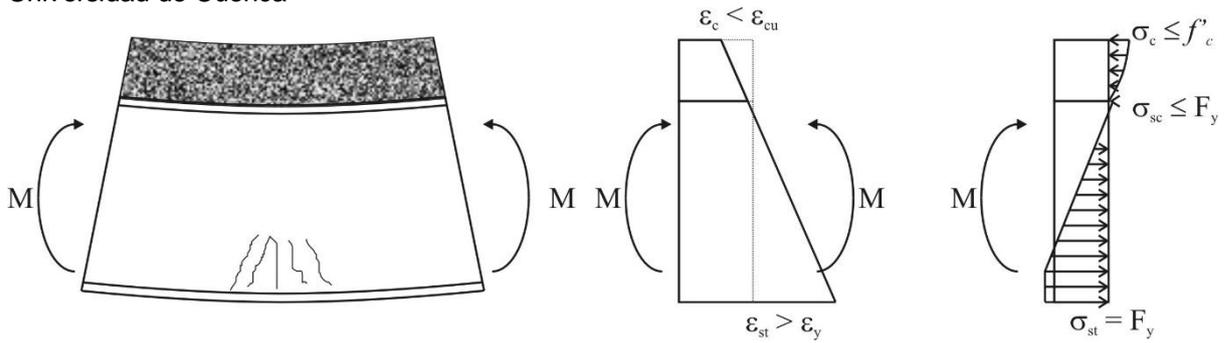


Fig. 2.2 Asociación Latinoamericana del Acero. (2010). Programa de apoyo a la enseñanza de la construcción en Acero. Recuperado de <http://www.alacero.org>

**2.2.1.3 Pérdida de Acción Compuesta.** Este estado límite se da cuando falla el elemento conector que el trabajo monolítico del acero y hormigón. Por consiguiente se obtiene una acción resistente por separado entre los dos elementos con pérdida de resistencia general del elemento.

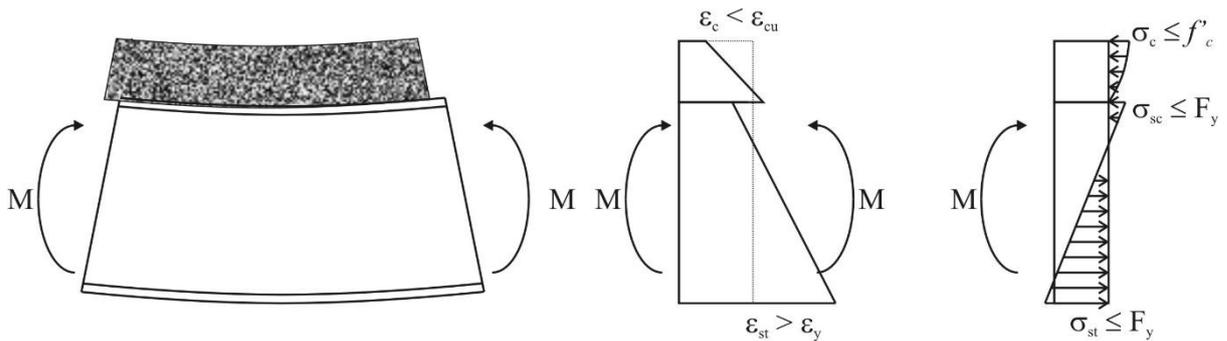
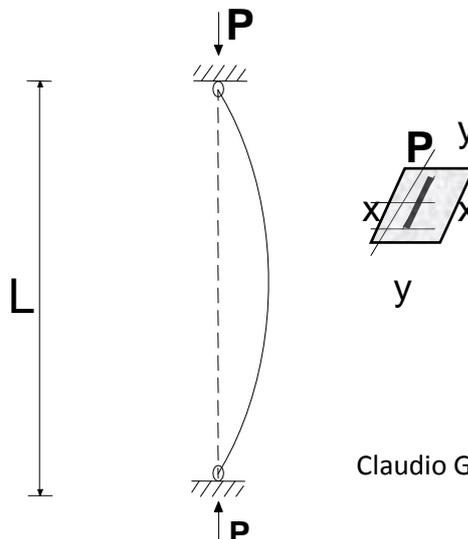
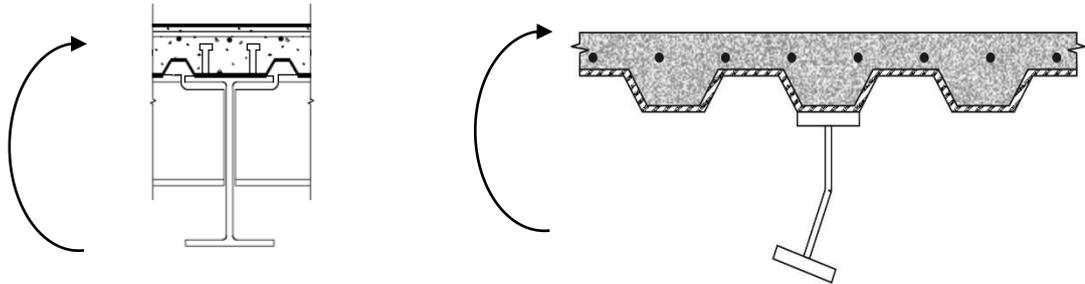


Fig. 2.3. Asociación Latinoamericana del Acero. (2010). Programa de apoyo a la enseñanza de la construcción en Acero. Recuperado de <http://www.alacero.org>

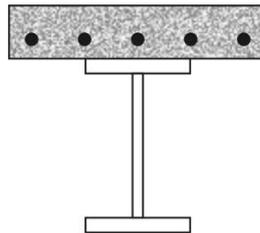
**2.2.1.4 Pérdida de estabilidad Global por Pandeo.** Se presenta en secciones llenas que son resistentes a torsión, donde se produce pandeo a flexión.



**2.2.1.5 Pérdida de estabilidad global por volcamiento.** Se presenta en vigas trabajadas conjuntamente con la losa, cuando el alma de la viga es esbelta, produciéndose volcamiento en el ala inferior.



*Alma no esbelta*



*Alma esbelta*

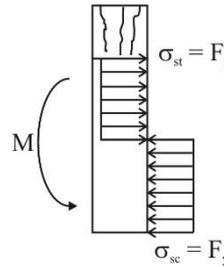


Fig. 2.4 Asociación Latinoamericana del Acero. (2010). Programa de apoyo a la enseñanza de la construcción en Acero. Recuperado de <http://www.alacero.org>

## 2.2.2 Estados Límite de Servicio

**2.2.2.1 Fisuración.** Tratar de evitar las fisuras resultaría antieconómico por lo que se pueden considerar hasta cierto punto como inevitables.

La presencia de fisuras pueden afectar a la durabilidad de los elementos, ya que pueden ser canales de distribución de humedad que terminarán afectando al acero, además pueden ser estéticamente desagradables e incluso dar la sensación de inseguridad.

Universidad de Cuenca

Se debe tratar de tener fisuras, pequeñas repartidas en un buen número, a tener pocas fisuras pero más visibles, esto se logra proporcionando siempre acero mínimo y cuidando los diámetros máximos de los aceros de refuerzo, conforme se establece en los códigos de la construcción.

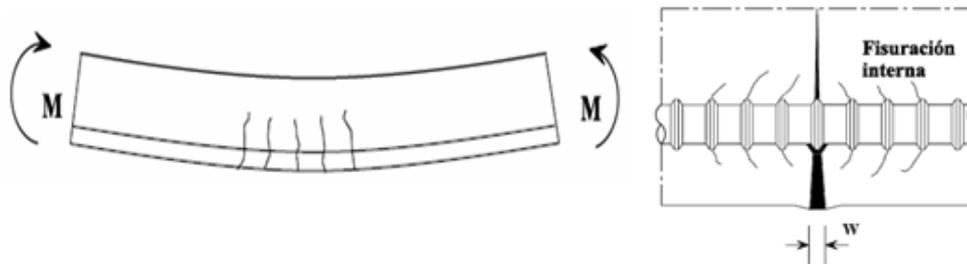


Fig. 2.5 Asociación Latinoamericana del Acero. (2010). Programa de apoyo a la enseñanza de la construcción en Acero. Recuperado de <http://www.alacero.org>

**2.2.2.2 Deformación Excesiva.** La estructura debe tener deformaciones que permitan el correcto funcionamiento de los elementos y no presentar problemas que si bien no afectan la seguridad, atentan al confort de los usuarios, por ejemplo estancamientos de agua, sensación de inseguridad, o afectan la apariencia estética como grietas en los elementos no estructurales, mamposterías, rotura de vidrios, fisuramiento con las consecuencias anotadas en el numeral anterior.

**2.2.2.3 Vibración.** No debe sobrepasar los rangos establecidos para no afectar al confort de los usuarios y evitar daños en elementos no estructurales.

El parámetro que determina la vibración es la frecuencia natural de la losa y vigas ( $f_r$ ), el límite inferior aceptable de frecuencia natural es de 4Hz, y se lo puede calcular con la siguiente expresión.

$$f_r = \frac{18}{\sqrt{\delta}} \quad (2.2)$$

Donde  $\delta$  es la deformación instantánea en mm causado por la masa calculada como la carga muerta más el 10% de la carga viva.



Universidad de Cuenca

**2.2.2.4 Métodos de construcción.** Los elementos a flexión se pueden construir de tres maneras:

1. Construcción no mixta, en la que la viga de acero es la única resistente de las cargas, se construye independiente la viga con la losa, sin que trabajen monolíticamente.

2. Construcción no apuntalada, en este caso la viga de acero debe ser capaz de resistir su peso propio más el peso del hormigón, luego de que este haya alcanzado su resistencia de diseño puede permitir las sobrecargas y el peso de elementos no estructurales conjuntamente, en este caso se tendrá que analizar las deflexiones que se presenten durante este proceso.

3. Construcción apuntalada, en este caso se apuntala las vigas para soportar el peso propio del hormigón mientras se lo coloca y no haya alcanzado la resistencia de diseño especificada. La capacidad resistente del elemento mixto es la misma que en el proceso anterior pero sus deflexiones son mucho menores.

### **2.3 Diseño de Vigas Compuestas**

En los últimos años se utiliza la construcción de vigas actuando monolíticamente con las losas de hormigón, obteniendo más resistencia con incrementos del 30% o más.

Para el estudio de estos elementos, no se pueden usar las ecuaciones básicas de resistencia de materiales para elementos sometidos a flexión, ya que una viga mixta no es homogénea, por lo que se debe buscar la manera de representar la acción de los dos materiales, esto se logra hallando lo que llamaremos sección transformada, sabiendo que las deformaciones tanto del hormigón como del acero serán las mismas al actuar monolíticamente.

Universidad de Cuenca

Para poder hallar la sección transformada, igualamos las deformaciones unitarias de los dos materiales.

$$\varepsilon = \varepsilon_s \quad \text{o} \quad \frac{f_c}{E_c} = \frac{f_s}{E_s} \quad \text{y} \quad f_s = \frac{E_s}{E_c} f_c = n f_c \quad (2.3)$$

Donde  $E_s/E_c = \eta$  se denomina razón modular.

El área transformada del concreto ( $A_c$ ) es igual al área de concreto dividida para la razón modular ( $A_c/\eta$ ), al mantener constante el espesor  $t$ , se tiene lo siguiente:

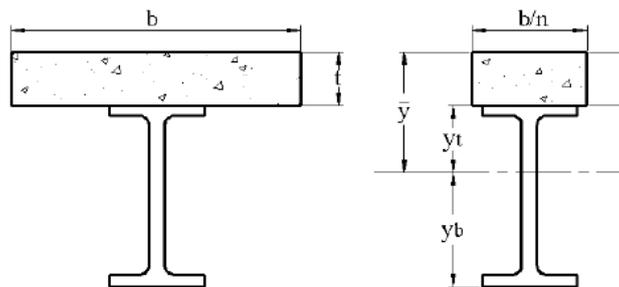


Fig. 2.6 Área Transformada

Una vez localizado el eje neutro de la sección transformada podemos hallar los esfuerzos de flexión tanto en la parte superior como inferior del acero respectivamente, según el detalle:

$$f_{st} = \frac{Myt}{I_{tr}} \quad f_{sb} = \frac{Myb}{I_{tr}} \quad (2.4)$$

Para el caso del concreto

$$f_{c\text{máximo}} = \frac{M \bar{y}}{n I_{tr}} \quad (2.5)$$

Donde:

M= Momento flexionante aplicado.



Universidad de Cuenca

$I_{tr}$ = Momento de inercia respecto al eje neutro

$Y_t$ = Distancia del eje neutro a la parte superior del acero

$Y_b$ = Distancia del eje neutro a la parte inferior del acero

$\bar{Y}$ = Distancia del eje neutro a la parte superior del concreto.

Esto se usa solo para momento positivo con compresión en el hormigón ya que su tensión es despreciable.

**2.3.1 Construcción apuntalada y no apuntalada.** Para que una sección empiece a trabajar como mixta, el concreto debe haber alcanzado al menos el 75% de su resistencia a compresión a los 28 días.

Desventajas de usar apuntalamiento:

- Posible asentamiento de puntales generalmente en puentes.
- Al usar no implica un aumento de resistencia en la sección mixta
- Al retirar el apuntalamiento la mayor parte de la carga muerta es absorbido por la viga, quedando el trabajo mixto para soportar cargas vivas del mismo modo que si no se hubiese usado apuntalamiento.
- Aparición de mayor cantidad de grietas en la losa sobre las vigas haciéndose necesario el uso de refuerzo para mantenerlas lo más pequeñas posible.

Ventajas del uso de apuntalamiento.

- Las deflexiones son más pequeñas
- No es necesario calcular las vigas para cargas de colocación de hormigón, a menos que la relación de carga muerta con carga viva sea considerable.

La diferencia en deflexiones de una viga sin apuntalar y otra apuntalada en los cuartos de luz se puede apreciar en la siguiente figura.

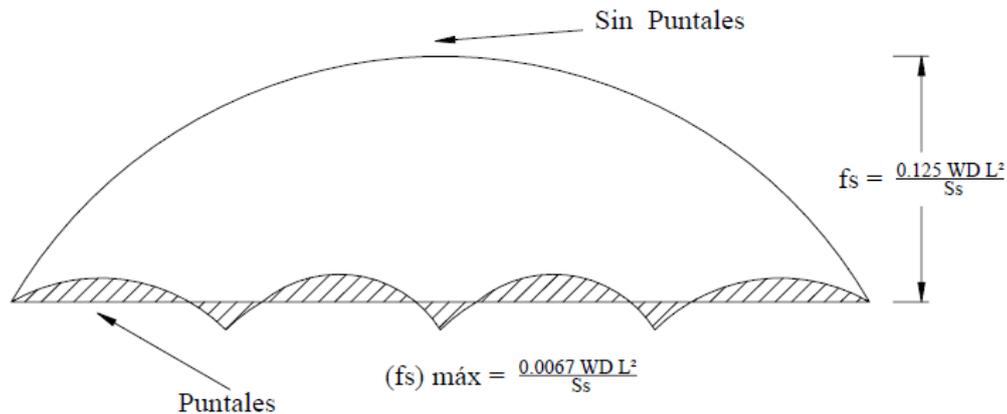


Fig. 2.7 Efectos de los puntales en la deflexión.

**2.3.2 Capacidad por momento de vigas compuestas.** La capacidad a momento de las vigas compuestas o mixtas están en función de la capacidad de tres componentes: resistencia plástica de la viga, del concreto, de los conectores de cortante.

A la distribución de esfuerzos sobre la sección se le conoce como distribución **plástica del esfuerzo**.

La resistencia por flexión positiva está determinada por  $\phi M_n$ , donde  $\phi = 0.90$  (LRDF).

- Para perfiles donde  $h/t_w \leq 3.76\sqrt{(E/F_y)}$ ,  $M_n$  se determina con la distribución plástica de esfuerzos
- Para perfiles donde  $h/t_w \geq 3.76\sqrt{(E/F_y)}$ ,  $M_n$  se determina a partir de la superposición de esfuerzos elásticos.
- Para secciones construidas soldadas,  $h$  se considera como la distancia libre entre las alas.

Al calcular la posición el eje neutro plástico (**ENP**), podemos obtener tres condiciones:

- Que el ENP se localice en la losa
- Que el ENP se localice en el ala de la viga
- Que el ENP se localice en el alma de la viga

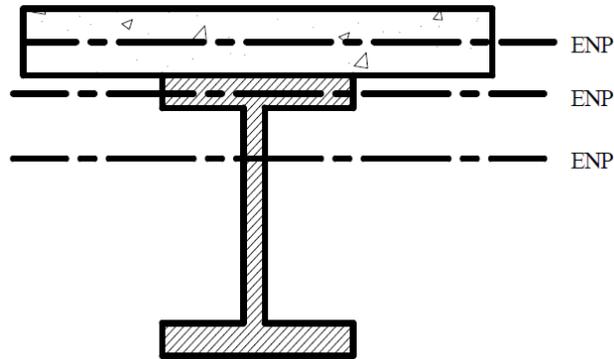


Fig. 2.8 Posibles ubicaciones del eje neutro plástico

Cuando la losa alcanza la resistencia especificada, provee de arriostramiento lateral por lo que el pandeo local no es problema.

Si el ENP se ubica en el concreto, el acero se utiliza 100% ( $T = A_s F_y$ ), en el caso que el ENP esta en el ala o el alma de la viga, el concreto se usa al 100% ( $C = 0.85 f'_c * A_c$ ).

En el caso de que los conectores de cortante no sean suficientes para absorber los esfuerzos de cortante horizontal presentes en el área de contacto del acero con concreto, la capacidad resistente del elemento está determinada por la resistencia total de los conectores de cortante  $\sum Q_n$ , lo cual se considera como una sección parcialmente compuesta.

### 2.3.2.1 Eje neutro en la losa del concreto

Se supone que los esfuerzos sobre la losa son de valor constante igual a  $0.85 f'_c$  sobre un área de profundidad  $a$  y un ancho  $b_e$  (ver figura).

Donde  $a$  se obtiene despejando de  $A_s F_y = 0.85 f'_c * a * b_e$

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 f'_c b_e} \quad (2.6)$$

Si se comprueba que el ENP está en la losa de concreto ( $a \leq t$ ), la capacidad por momento plástico o nominal, se expresa como la tensión total  $T$  y la compresión total  $C$ , multiplicada por sus centros de gravedad.

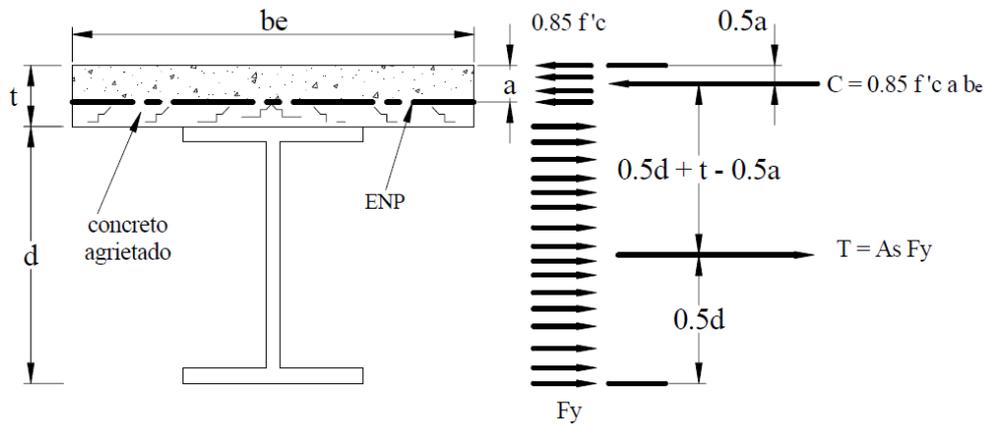


Fig. 2.9 Eje neutro en la losa de concreto

De donde:

$$M_n = M_p = A_s F_y \left( \frac{d}{2} + t - \frac{a}{2} \right) \quad (2.7)$$

### 2.3.2.2 Eje neutro en el ala superior de la viga de acero.

Si al calcular el valor de  $a$  como se indicó en el numeral anterior se obtiene que es mayor a  $t$ , esto nos indica que el ENP está por debajo de la losa de hormigón, por lo que se debe determinar si se encuentra en el ala o en el alma de la viga.

Si suponemos que se encuentra en el ala superior, tendremos que:

$$C = 0.85 f'c b_e t + A_f F_y, \quad \text{donde} \quad A_f = \text{área del patín}$$

$$T = F_y (A_s - A_f). \quad (2.8)$$

Si la fuerza de compresión total  $C$  es **mayor que** la fuerza total de tensión  $T$ , el ENP está en el ala superior, caso contrario está sobre el alma de la viga.

Si se comprueba que el ENP está en el ala, su localización se determina como sigue:

$$\bar{y} = \frac{F_y A_s - 0.85 f' c b_e t}{2 F_y b_f} \quad (2.9)$$

Esquemáticamente lo dicho queda representado por la siguiente figura:

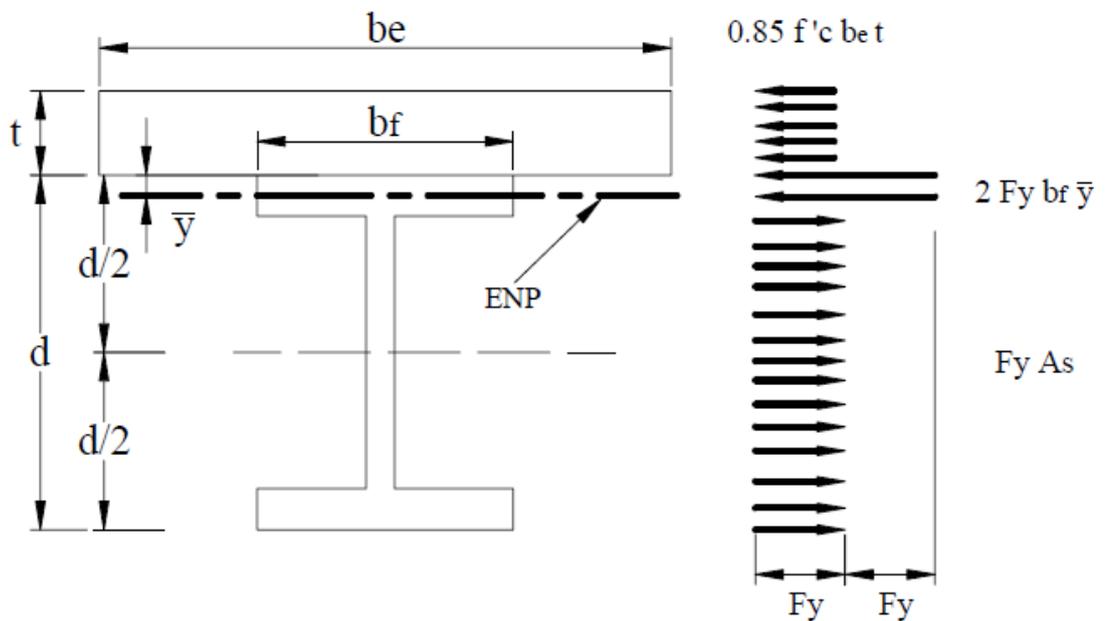


Fig. 2.10 Eje neutro dentro del ala superior

De donde:

$$M_p = M_n = 0.85 f' c b_e t \left( \frac{t}{2} + \bar{y} \right) + 2 F_y b_f \bar{y} \left( \frac{\bar{y}}{2} \right) + F_y (A_s) \left( \frac{d}{2} - \bar{y} \right) \quad (2.10)$$

### 2.3.2.3 Eje neutro en el alma de la viga de acero

Si la fuerza de tensión total **T** es **mayor que** la fuerza total de compresión **C**, el ENP está en el alma, su localización se despeja de la ecuación  $C_c + C_p + C_a = T$ , de donde:

$$\bar{y} = - \frac{0.85 f' c b_e t}{2 F_y t_w} - \frac{b_f t_f}{t_w} + t_f + \frac{A_s}{2 t_w} \quad (2.11)$$



Universidad de Cuenca

Para el cálculo de la capacidad a momento obtenemos de:

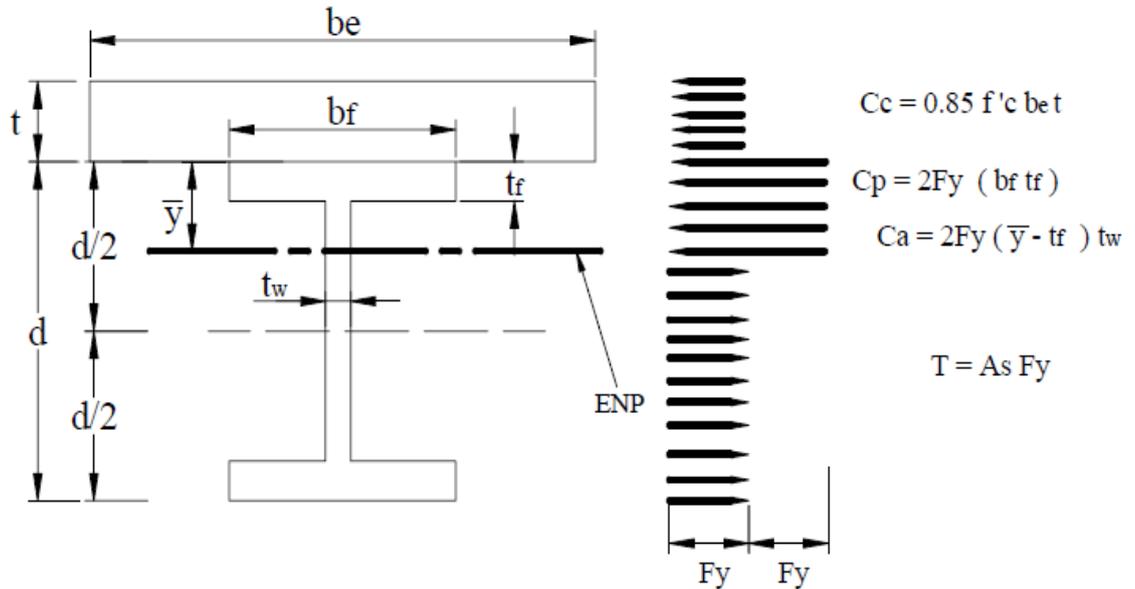


Fig. 2.11 Eje neutro en el alma del perfil

De donde:

$$M_p = M_n = C_c \left( \bar{y} + \frac{t}{2} \right) + C_p \left( \bar{y} - \frac{t_f}{2} \right) + C_a \left( \frac{\bar{y} - t_f}{2} \right) + T \left( \frac{d}{2} - \bar{y} \right) \quad (2.12)$$

### 2.3.3 Capacidad a momento de vigas parcialmente compuestas.

Cuando no se tiene un suficiente número de conectores de cortante, la sección compuesta pasa a ser una sección parcialmente compuesta.

No se desarrolla la resistencia total del concreto ni la del acero, la fuerza de compresión, queda limitada a la resistencia de los conectores  $\sum Q_n$ .

Para el cálculo de deflexiones (análisis elástico), se debe hacer una transición parabólica del momento de inercia del perfil de acero hacia el momento de inercia de la sección transformada de la siguiente manera:

$$I_{eff} = I_s + \sqrt{\frac{\sum Q_n}{C_f}} (I_{tr} - I_s) \quad (2.13)$$

Claudio Germán Coronel Urgilés



Generalmente las vigas de sección compuesta tienen un exceso de capacidad resistente frente a la solicitante, por lo que se puede optimizar eliminando algunos conectores de cortante transformando a una sección parcialmente compuesta.

En vigas parcialmente compuestas, no es posible que el ENP se localice en la losa de hormigón, siempre estará en la sección de acero, por lo que su análisis se debe realizar para los siguientes casos:

**2.3.3.1 Eje neutro en el ala de la viga de acero.** Con el mismo concepto usado para vigas de sección compuesta tenemos:

$$\sum Q_n + F_y b_f \bar{y} = F_y A_s - F_y b_f \bar{y}$$

Donde

$$\bar{y} = \frac{F_y A_s - \sum Q_n}{2 F_y b_f} \quad a = \frac{\sum Q_n}{0.85 f' c b_e}$$

Para este caso la capacidad a momento se obtiene de:

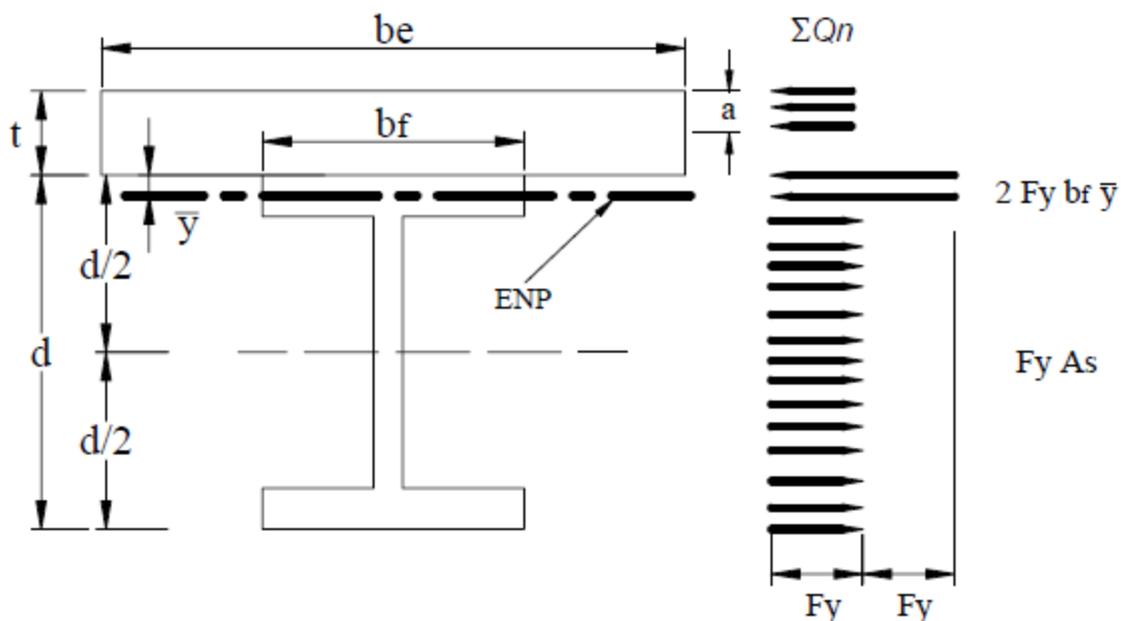


Fig. 2.12 Eje neutro dentro del ala superior

De donde:



Universidad de Cuenca

$$M_p = M_n = \sum Q_n \left( t - \frac{a}{2} + \bar{y} \right) + 2F_y b_f \bar{y} \left( \frac{\bar{y}}{2} \right) + F_y A_s \left( \frac{d}{2} - \bar{y} \right) \quad (2.14)$$

**2.3.3.2 Eje neutro en el alma de la viga de acero.** Con el mismo concepto usado para vigas de sección compuesta tenemos:

$$C_c + C_p + C_a = T$$

$$\sum Q_n + 2F_y (b_f t_f) + 2F_y (\bar{y} - t_f) t_w = A_s F_y$$

Donde

$$\bar{y} = - \frac{\sum Q_n}{2F_y t_w} - \frac{b_f t_f}{t_w} + t_f + \frac{A_s}{2t_w} \quad a = \frac{\sum Q_n}{0.85 f' c b_e}$$

Para este caso la capacidad a momento se obtiene de:

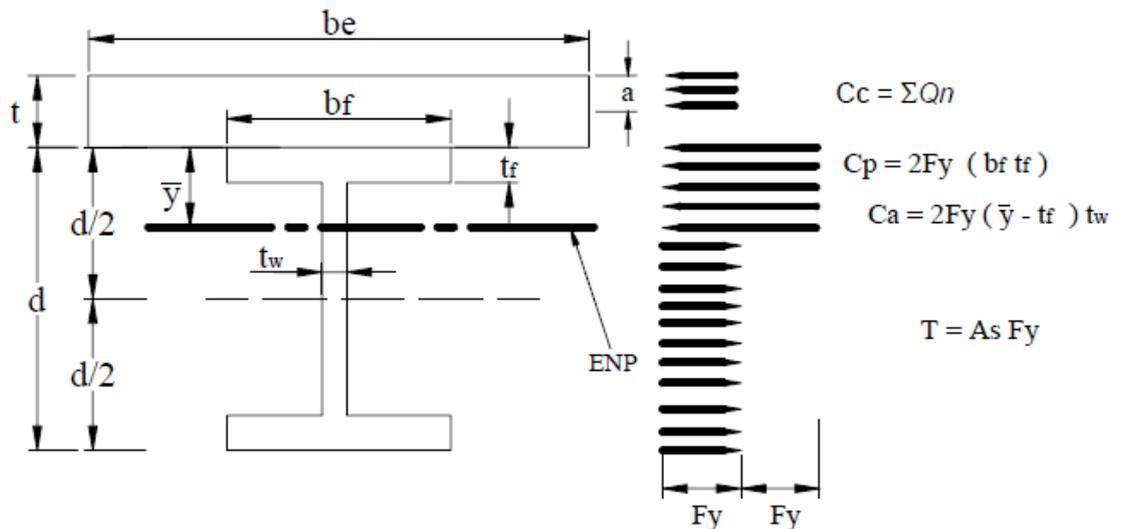


Fig. 2.13 Eje neutro en el alma del perfil

De donde

$$M_p = M_n = C_c \left( t - \frac{a}{2} + \bar{y} \right) + C_p \left( \bar{y} - \frac{t_f}{2} \right) + C_a \left( \frac{\bar{y} - t_f}{2} \right) + T \left( \frac{d}{2} - \bar{y} \right) \quad (2.15)$$

**2.3.4 Ayudas de diseño.** En el manual de diseño de LRFD, capítulo 5 se presenta en tablas la resistencia de diseño de varias combinaciones de perfiles y losas para aceros de  $F_y=36\text{Ksi}$  y  $F_y=50\text{Ksi}$ , y tablas de momentos de inercia de "límite inferior". Estas tablas con el título de



Universidad de Cuenca

“**CompositeBeamSelectionTable**” son de perfiles con almas compactas y para secciones parcialmente compuestas.

En nuestro medio generalmente no se construye con este tipo de perfiles laminados ya que resulta costoso, por este motivo no se profundiza en el estudio estas tablas de ayuda de diseño.

### 2.3.5 Ancho efectivo del ala

El ancho efectivo del ala ( $b_e$ ), es la porción de losa que actúa como parte de la viga. Se supone que esta porción de losa equivalente soporta la misma compresión total que toda la losa.

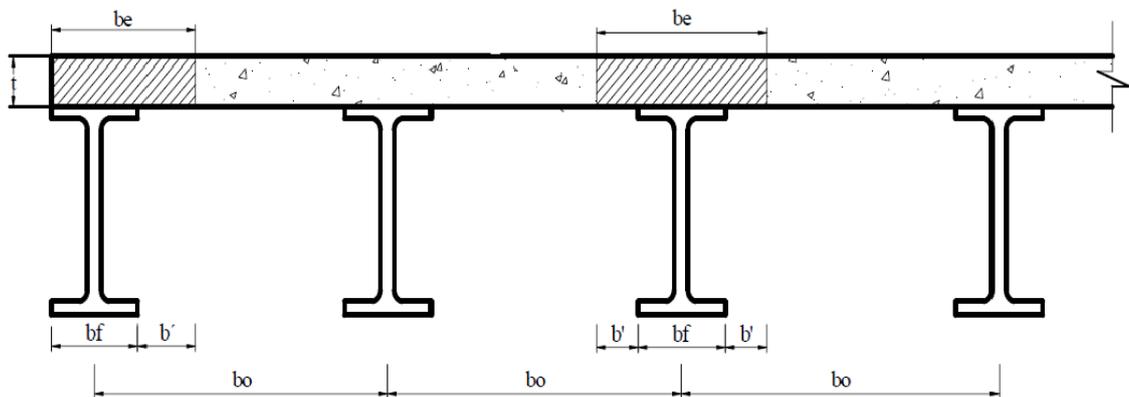


Fig. 2.14 ancho efectivo del ala

Las especificaciones **LRFD**, establecen el valor de ( $b_e$ ) como el menor de:

- Para vigas de borde
- $L/8$ ,  $L$  luz de la viga
- $b_o/2$
- $L$ , en el caso de losa en volado donde  $L$  es la longitud del volado de la losa.
- Para vigas centrales
- $L/4$
- Longitud del área tributaria

Universidad de Cuenca

Las especificaciones **AASHTO**, establecen el valor de ( $b_e$ ) como el menor de:

- Para vigas de borde
  - $L/12$
  - $6t$
  - $b_0/2$
- Para vigas centrales
  - $L/4$
  - $12t$
  - $b_0$

Para absorber los esfuerzos sobre la losa, se suele utilizar un refuerzo uniforme sobre el ancho efectivo ( $b_e$ ), sobre las vigas de acero.

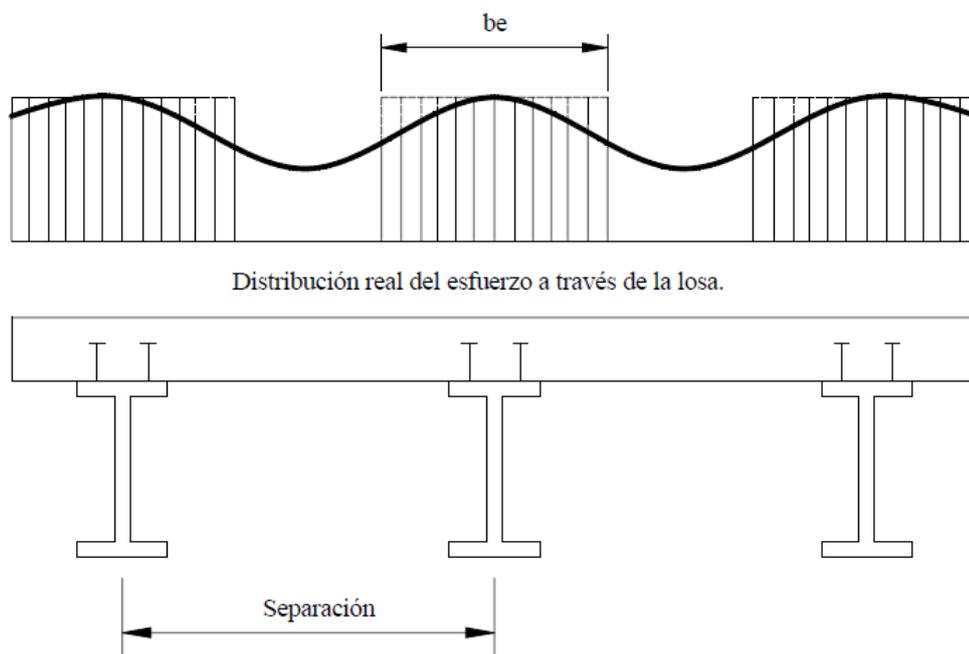


Fig. 2.15 Distribución de esfuerzo través de la losa

### 2.3.6 Cálculo y diseño por fuerza cortante

La fuerza cortante longitudinal presente entre la losa y la viga, debe ser absorbida por medio de algún mecanismo, generalmente a este mecanismo se lo conoce con el nombre de conectores de cortante.

Universidad de Cuenca

Existen diferentes tipos como podemos apreciar en la figura.

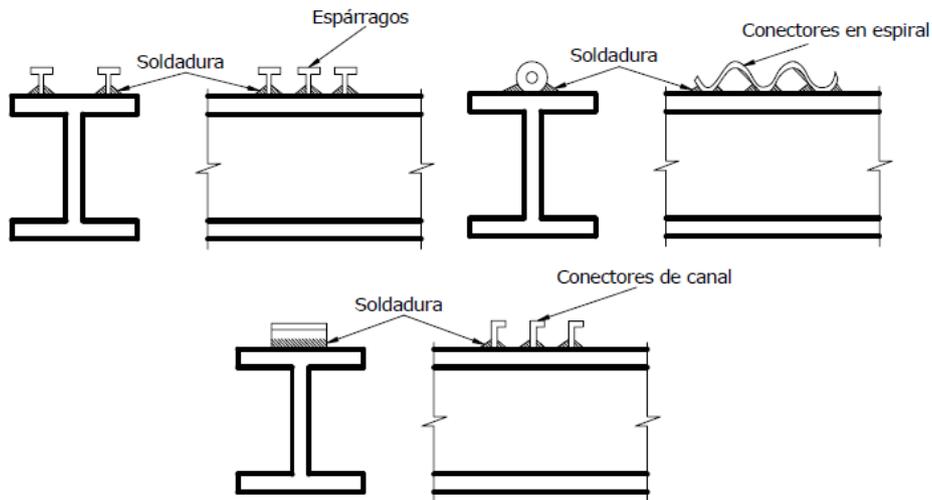


Fig. 2.16 Tipos de conectores

Estos se sueldan en la parte superior de la viga, los más usados son pernos (espárragos), que por norma LRFD, sus longitudes no deben ser menores a  $4d$ , donde  $d$  es el diámetro del perno.

En este tipo de vigas al ser probadas generalmente la falla se produce por aplastamiento del concreto, por lo que se considera una condición plástica simultánea entre el concreto y el acero.

Si el eje neutro de la pieza está en la losa, la fuerza de cortante horizontal es igual a  $A_s F_y$ .

En el caso que el eje neutro este en la viga la fuerza cortante horizontal es igual a  $0.85f'_c A_c$ , donde  $A_c$  es el área efectiva del concreto.

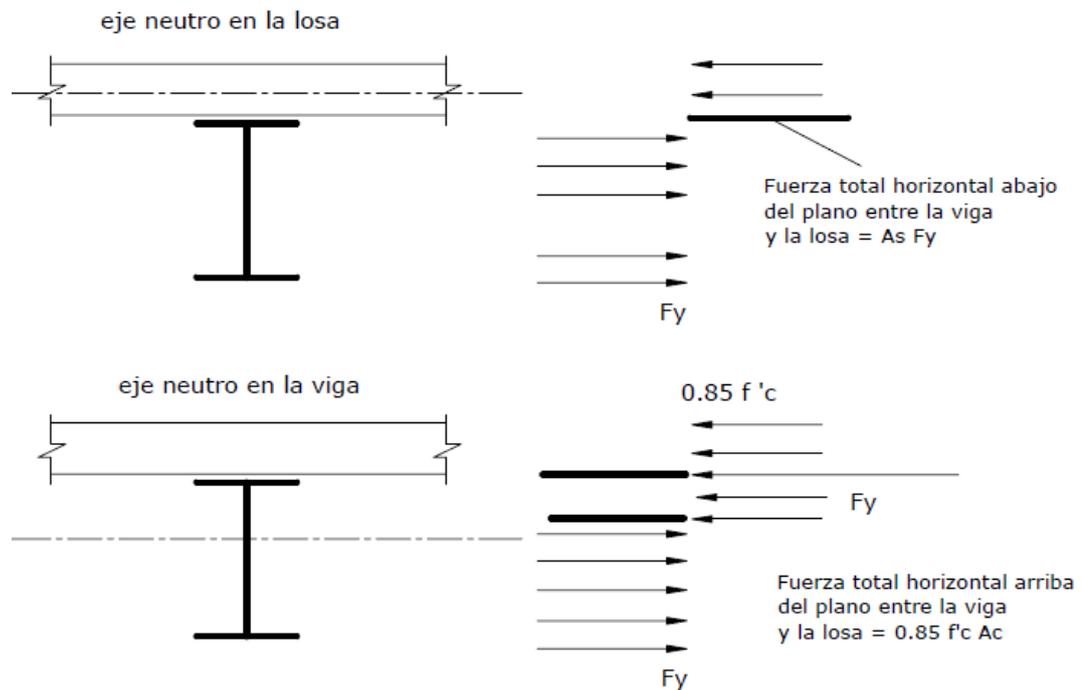


Fig. 2.17 Capacidad plástica de la sección compuesta

Para que exista una acción compuesta o mixta, la fuerza cortante deberá tomarse como la menor de los siguientes valores:

- $0.85 f'c A_c$
- $A_s F_y$
- $\Sigma Q$

Donde  $\Sigma Q$  La fuerza cortante tomada por los conectores.

**2.3.7 Conectores por cortante.** En este estudio analizaremos dos tipos de conectores de cortante, pernos de conexión (espárragos) y canales.

**2.3.7.1 Pernos de conexión (espárragos)** Su resistencia nominal cuando esta embebido en el hormigón viene dado por:

$$Q_n = 0,5A_{su} \sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_s A F_u$$

Ec. I8-1 Asociación Latinoamericana del Acero. (2010). Especificación ANSI/AISC 360-10. Recuperado de <http://www.alacero.org>



Universidad de Cuenca

Donde:

$A_{sa}$  = área de la sección transversal del esparrago de corte,  $cm^2$  ( $mm^2$ )

$E_c$  = módulo de elasticidad del concreto =  $0,136wc^{1,5}\sqrt{f c'}$ ,  $kgf/cm^2$

( $0,143wc^{1,5}\sqrt{f c'}$ , MPa)

$F_u$  = resistencia mínima a tracción especificada de un esparrago de corte,  $kgf/cm^2$  (MPa)

$R_g = 1,0$  para; (a) para un esparrago soldado en un nervio de la plancha colaborante con la Plancha orientada perpendicularmente al perfil de acero; (b) para cualquier número de espárragos soldados en una fila directamente al Perfil de acero; (c) para cualquier número de pernos soldados en una fila a través de la plancha colaborante orientada en dirección paralela al perfil de acero y con una razón ancho promedio a profundidad del nervio  $\geq 1,5$

$R_g = 0,85$  para: (a) para dos pernos soldados en un nervio de la plancha colaborante con la plancha orientada perpendicularmente al perfil de acero; (b) para un espárrago soldado a través de la plancha colaborante con la plancha orientada paralelamente al perfil de acero y con una razón ancho promedio a profundidad del nervio  $< 1,5$

$R_g = 0,7$ ; (a) para tres o más pernos soldados en un nervio de la plancha colaborante con la plancha orientada perpendicularmente al perfil de acero

$R_p = 0,75$  para; (a) para pernos soldados directamente al perfil de acero  
(b) para pernos soldados en una losa compuesta con plancha colaborante orientada perpendicularmente a la viga y con  $e_{mid-ht} \geq 50$  mm;  
(c) para pernos soldados a través de la plancha colaborante, o la plancha de acero usado como material de relleno en vigas y embebidas en una losa compuesta con plancha colaborante orientada paralela a la viga

$R_g = 0,6$ ; para espárragos soldados en una losa compuesta con plancha colaborante orientada perpendicularmente a la viga y con  $e_{mid-ht} < 50$  mm  
 $e_{mid-ht}$  = distancia desde el borde del esparrago hasta el alma de la plancha ,medida a media altura del nervio de la plancha, y en la



Universidad de Cuenca

dirección de carga del conector (en otras palabras, en la dirección de momento máximo para una vigas simplemente apoyada), cm (mm)

En la siguiente tabla tenemos valores de  $Q_n$  para algunos pernos:

**RESISTENCIA NOMINAL AL CORTANTE  $Q_n$ , ( Ton. ).**

Resistencia a la Compresión del Concreto $f'c$ ( kg/cm <sup>2</sup> )	Concreto de peso normal (2400 kg/m <sup>3</sup> )			
	Diámetro Nominal de Conectores de Cortante, mm.			
	13	16	19	22
210	4.24	6.63	9.53	12.98
250	4.77	7.45	10.71	14.57
280	5.27	8.22	11.85	16.12
320	5.36	8.35	12.03	16.39
350	5.36	8.35	12.03	16.39
Longitud mínima de Conector, mm.	<b>50</b>	<b>65</b>	<b>76</b>	<b>90</b>

Tabla 2.3Asociación Latinoamericana del Acero. (2010). Especificación ANSI/AISC 360-10. Recuperado de <http://www.alacero.org>

**2.3.7.2Conectores de cortante tipo canal.** Este tipo de conectores no se usa sobre placas colaborantes, se usa únicamente en placas de espesor constante y su resistencia nominal está dada por:

$$Q_n = 0.3(tf + 0.5tw)Lc\sqrt{f'cEc}$$

Ec. I8-2 Asociación Latinoamericana del Acero. (2010). Especificación ANSI/AISC 360-10. Recuperado de <http://www.alacero.org>

Donde:

$Q_n$ = Resistencia nominal del conector de canal N.

$t_f$ = Espesor del ala del perfil mm

$t_w$ = Espesor del alma del perfil mm

$l_c$ = Longitud del conector tipo canal mm, menor al ancho del ala del perfil



Universidad de Cuenca

**2.3.7.3 Número, espaciamiento y recubrimiento de los conectores de cortante.** El número de cortantes entre el tramo de momento máximo y nulo de una viga para asimilar una fuerza cortante total  $V_h$ , es:

$$N_1 = \frac{V_h}{Q_n} \quad (2.16)$$

Los conectores se distribuyen uniformemente a cada lado de los puntos de máximo momento y los puntos de momento cero ( $N_1$ ).

En el caso de cargas concentradas los conectores se colocan entre esta y el punto adyacente del momento cero ( $N_2$ =para desarrollar el momento requerido en la carga).

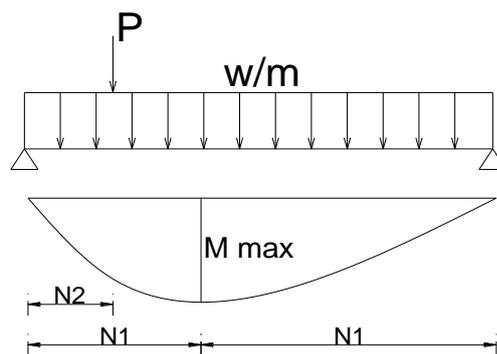


Fig. 2.18 Ubicación de conectores en cargas concentradas

Entre las condiciones de recubrimiento y espaciamiento tenemos:

- El recubrimiento lateral mínimo de los conectores es de 25mm (no aplica para espárragos en lámina colaborante)
- El diámetro de los espárragos deben ser máximo 2.5 veces el espesor de la aleta a la cual se soldará, a no ser que estén ubicados sobre el alma.
- El espaciamiento mínimo centro a centro de los pernos, a lo largo de la viga será  $6d$  en placas maciza y  $4d$  en

placa colaborante, lateralmente siempre será de mínimo  $4d$ .

- El espaciamiento máximo centro a centro de los conectores no debe exceder ocho veces el espesor de la placa de concreto, ni 900mm
- La lámina se debe anclar a todos los miembros de soporte a distancias no mayores a 460mm.

Los anclajes se pueden proporcionar como conectores de espigo, soldaduras de tapón u otro sistema adecuado.

### Arreglo de Conectores

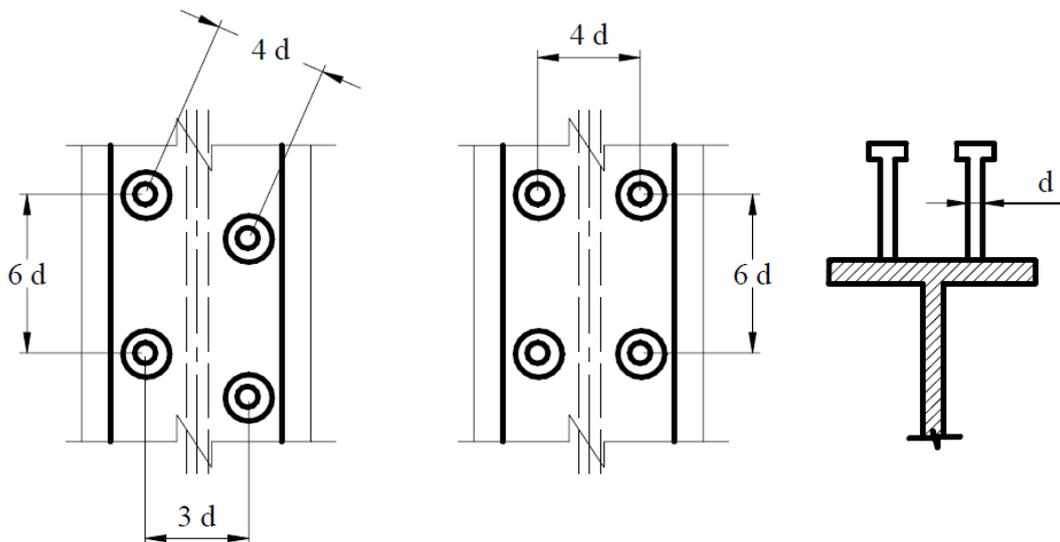


Fig. 2.19 Arreglo de conectores

**2.3.8 Deflexiones.** El momento de inercia de las secciones transformadas es alto, pero que estará disponible solo cuando el concreto haya alcanzado el 75% de su resistencia por lo que las deflexiones para el colado del hormigón debe ser calculado con la inercia del perfil.

Otro tipo de deflexión al cual estará sujeto es por flujo plástico del hormigón que será lenta y a largo plazo, esta solo puede ser estimada. Para lo



Universidad de Cuenca

cual se calcula con un área de concreto reducida utilizando un valor de  $2n$ , en lugar de la razón modular  $2n$  real.

Para el caso de construcción **no apuntalada**, para estimar la deflexión a largo plazo se lo hace con tres momentos de inercia:

- Momento de Inercia del Perfil de Acero  $I_s$  para obtener la deflexión causada por cargas aplicadas antes que el concreto endurezca.
- Momento de Inercia de la sección transformada,  $I_{tr}$  obtenido con  $b_e/n$  para el cálculo de deflexión por carga viva y carga muerta aplicada luego de endurecido el hormigón.
- Momento de inercia de la sección transformada ,  $I_{tr}$  obtenido con  $2b_e/n$  para deflexiones a largo plazo causadas por cargas muertas producidas después que endureció el concreto.

A continuación un ejemplo práctico de cómo realizar el cálculo de deflexiones.

1) Calculo de las deflexiones inmediatas y de largo plazo.

Resumen de datos:

- Vigas IR 16 x 50 de acero A572 grado 50,
- Losa de piso de concreto reforzado de 12 cm de espesor,  $b_e = 250$  cm.
- Resistencia del concreto es  $f'c = 200$  kg/cm<sup>2</sup>.
- Las vigas están espaciadas a cada 2.5 m, y su claro es de 10.50 m

a) Para antes de que el concreto endurezca

Carga muerta = 794.40 kg/m

Carga de construcción = 250 kg/m

b) Para después de que el concreto endurezca

Carga muerta = 1169.40 kg/m

Carga viva = 1950 kg/m

Calculo de la Deflexión inmediata:

Viga + losa = 794.40 kg/m



Universidad de Cuenca

$$\Delta_1 = \frac{5wL^4}{384EsIs} = \frac{5(7.944)(1050)^4}{384(2.04 \times 10^6)(27430)} = 2.25, \text{ cm}$$

Carga de construcción = 250 kg/m

$$\Delta_2 = \frac{5wL^4}{384EsIs} = \frac{5(2.5)(1050)^4}{384(2.04 \times 10^6)(27430)} = 0.71, \text{ cm}$$

La deflexión inmediata total es,  $\Delta_T = 2.25 \text{ cm} + 0.71 \text{ cm} = 2.96 \text{ cm}$

2) Calculo de la Deflexión inicial causada por el peso de las subdivisiones y la carga viva:

Para un concreto reforzado de  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ , y  $w = 2400 \text{ kg/m}^3$ ;  $E_c = 221359.44 \text{ kg/cm}^2$

- La razón modular es

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.04 \times 10^6}{221359.44} = 9.2$$

Esta deflexión se presenta en la sección compuesta, no implica flujo plástico, por lo que el ancho efectivo es:

$$\frac{b_e}{n} = \frac{250}{9.2} = 27.17$$

Calculo del eje neutro y momento de inercia de la sección transformada:

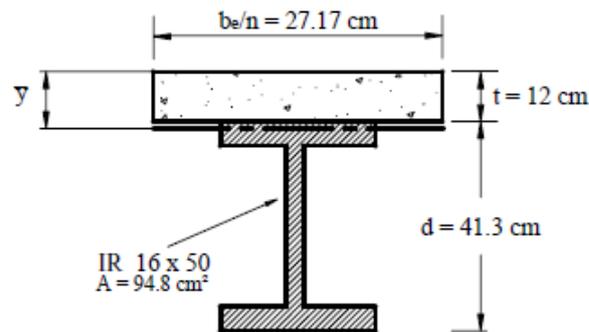


Fig. 3.26

Tabla 3.9

Componente	A (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	Ay (cm <sup>3</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	d (cm)	I + Ad <sup>2</sup>
Losa de concreto	326.04	6.00	1956.24	3912.48	6.00	15649.92
Perfil IR 16 x 50	94.80	32.65	3095.22	27430.00	20.65	67854.85
	420.84		5051.46			83504.77

$$\bar{y} = \frac{\sum Ay}{\sum A} = \frac{5051.46}{420.84};$$

$$\bar{y} = 12, \text{ cm}$$

$$I_{tr} = 83504.77, \text{ cm}^4$$



Universidad de Cuenca

Carga por mampostería = 375kg/m

$$\Delta_3 = \frac{5wL^4}{384EsI_{tr}} = \frac{5(3.75)(1050)^4}{384(2.04 \times 10^6)(83504.77)} = 0.35, \text{ cm}$$

Carga viva = 1950kg/m

$$\Delta_4 = \frac{5wL^4}{384EsI_{tr}} = \frac{5(19.50)(1050)^4}{384(2.04 \times 10^6)(83504.77)} = 1.81, \text{ cm}$$

Calculo de la deflexión a largo plazo por flujo plástico del concreto:

El ancho efectivo es

$$\frac{b_e}{2n} = \frac{250}{2(9.2)} = 13.59$$

Cálculo del eje neutro y momento de inercia de la sección transformada

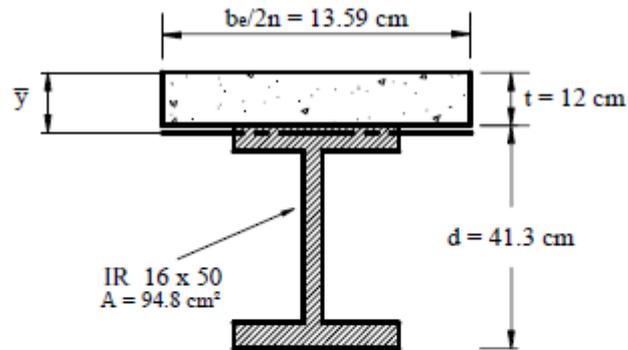


Fig. 3.27

Tabla 3.10

Componente	A (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	Ay (cm <sup>3</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	d (cm)	I + Ad <sup>2</sup>
Losa de concreto	163.08	6.00	978.48	1956.96	9.80	17619.16
Perfil IR 16 x 50	94.80	32.65	3095.22	27430.00	16.85	54345.85
	257.88		4073.70			71965.02

$$\bar{y} = \frac{\sum Ay}{\sum A} = \frac{4073.70}{257.88}; \quad \bar{y} = 15.80, \text{ cm} \quad I'_{tr} = 71965.02, \text{ cm}^4$$

Carga de mampostería= 375kg/m

$$\Delta_5 = \frac{5wL^4}{384EsI'_{tr}} = \frac{5(3.75)(1050)^4}{384(2.04 \times 10^6)(71965.02)} = 0.40, \text{ cm}$$

En resumen:

Deflexión inmediata, antes de que se alcance el comportamiento compuesto:

$$\Delta_1 + \Delta_2 = 2.25 + 0.71 = 2.96 \text{ cm.}$$



Universidad de Cuenca

Deflexión a corto plazo con subdivisiones, pero sin carga viva:

$$\Delta 1 + \Delta 3 = 2.25 + 0.35 = 2.60 \text{ cm.}$$

Deflexión a corto plazo, con carga viva agregada:

$$\Delta 1 + \Delta 3 + \Delta 4 = 2.25 + 0.35 + 1.81 = 4.41 \text{ cm.}$$

Deflexión a largo plazo, sin carga viva:

$$\Delta 1 + \Delta 5 = 2.25 + 0.40 = 2.65 \text{ cm.}$$

Deflexión a largo plazo, con carga viva:

$$\Delta 1 + \Delta 4 + \Delta 5 = 2.25 + 1.81 + 0.40 = 4.46 \text{ cm}$$

Pineda, M. (2005). Diseño de elementos estructurales de sección compuesta con LRFD. Instituto Politécnico Nacional, Zacateco, México.

## 2.4 Diseño de columnas con perfiles tubulares rellenos con hormigón

### 2.4.1 Especificaciones.

Generalmente se usan secciones circulares o rectangulares para la construcción de columnas tubulares rellenas con hormigón.

Para su cálculo y diseño se deben considerar las siguientes especificaciones:

- El área total de la sección transversal del perfil o perfiles de acero no debe ser menor que el 1% del área total de la columna. Si el porcentaje de acero es menor que 1%, el miembro se clasifica como columna de concreto reforzado.
- La resistencia especificada a la compresión  $f'_c$  del concreto debe ser por lo menos de  $210 \text{ kg/cm}^2$ , pero no mayor de  $560 \text{ kg/cm}^2$ , si se usa concreto de peso normal.
- Los esfuerzos de fluencia de los perfiles de acero y de las barras de refuerzo no deben ser mayores de  $3865 \text{ kg/cm}^2$ . Si se usa un acero con un esfuerzo de fluencia mayor en una columna compuesta, sólo pueden utilizarse en los cálculos  $3865 \text{ kg/cm}^2$  (55 ksi).

Universidad de Cuenca

- El espesor mínimo permisible para la pared de un tubular de acero de ancho  $b$  de sección rectangular relleno con concreto es igual a

$$b/t \text{ y } d/t \leq 2.26 \sqrt{E_s / F_y} \quad (2.17)$$

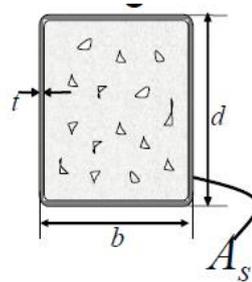


Fig. 2.20 Asociación Latinoamericana del Acero. (2010). Programa de apoyo a la enseñanza de la construcción en Acero. Recuperado de <http://www.alacero.org>

- El espesor mínimo permisible para la pared para tubos de diámetro exterior  $D$  relleno con concreto es igual a:

$$D/t \leq 0.15 E_s / F_y \quad (2.18)$$

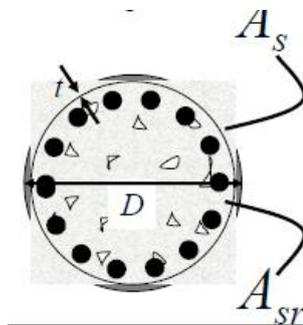


Fig. 2.21 Asociación Latinoamericana del Acero. (2010). Programa de apoyo a la enseñanza de la construcción en Acero. Recuperado de <http://www.alacero.org>

- Es necesario evitar sobre esforzar el concreto o el acero estructural en las conexiones. En consecuencia, la especificación LRFD-I2.4 requiere que la parte de la resistencia de diseño de columnas compuestas, cargadas axialmente, resistida por el concreto debe desarrollarse por apoyo directo en las conexiones.

$$\phi_c P_{nc} = \phi_c P_n - \phi_c P_{ns} \quad (2.19)$$

$\phi_c P_{nc}$  = Carga de diseño resistida por el concreto



Universidad de Cuenca

$\phi_c P_{ns}$  = Carga de diseño resistida por el acero.

$\phi_c P_n$  = Carga de diseño resistida por la sección compuesta

Si el concreto de soporte es más ancho en uno o más lados que el área cargada y está restringido contra expansión lateral en el o los lados restantes, la resistencia de diseño a compresión del concreto en la columna compuesta debe calcularse con la expresión

$$1.7\phi_c f'_c AB \text{ con } \phi_c = 0.6$$

Para apoyo sobre concreto, en donde AB es el área cargada.

Esta resistencia de soporte es igual  $0.85\phi_c f'_c AB$  también con  $\phi_c = 0.6$ , si el área de concreto soportante es del mismo tamaño que la columna.

#### 2.4.2 Diseño por carga axial

Para la determinación de la resistencia de diseño de columnas compuestas o mixtas, se utilizan las mismas fórmulas que la que se usan para el diseño de columnas de acero solas, teniendo que considerarse la acción mixta en cálculo de las áreas, radios de giro, esfuerzos de fluencia, y módulos de elasticidad, es decir a las expresiones que tenemos para columnas que son:

$$(a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4,71\sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left( \text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = \left[ 0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

Ec. E3-2 Asociación Latinoamericana del Acero. (2010). Especificación ANSI/AISC 360-10. Recuperado de <http://www.alacero.org>

$$(b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4,71\sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left( \text{o } \frac{F_y}{F_e} > 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e$$

Claudio Germán Coronel Urgilés



Universidad de Cuenca

Ec E3-3 Asociación Latinoamericana del Acero. (2010). Especificación ANSI/AISC 360-10.

Recuperado de <http://www.alacero.org>

Para miembros diseñados solo en compresión, se recomienda que la razón de esbeltez  $KL/r$  no sea mayor que 200.

Tenemos que modificar los siguientes parámetros:

- Reemplace  $A_g$  por  $A_s$  siendo  $A_s$  el área del perfil de acero, tubo o tubular, pero sin incluir ninguna barra de refuerzo.
- Reemplace  $r$  por  $r_m$  siendo  $r_m$  el radio de giro de los perfiles de acero, tubos o tubulares. Para perfiles de acero ahogados en concreto, no debe ser menor que 0.3 veces el espesor total del miembro compuesto en el plano de pandeo.
- Reemplace  $F_y$  por el esfuerzo de fluencia modificado  $F_{my}$  y  $E$  por el módulo de elasticidad modificado  $E_m$ , usando las siguientes expresiones:

$$F_{my} = F_y + C_1 F_y r \left( \frac{A_r}{A_s} \right) + C_2 f'_c \left( \frac{A_c}{A_s} \right)$$
$$E_m = E + C_3 E_c \left( \frac{A_c}{A_s} \right) \quad (2.20), (2.21)$$

En donde:

$A_c$ ,  $A_s$  y  $A_r$  son, respectivamente, el área del concreto, área de la sección de acero y área de las barras de refuerzo.

$E$  y  $E_c$  son, respectivamente, los módulos de elasticidad del acero y del concreto

$F_y$  y  $F_{yr}$  son los esfuerzos de fluencia mínimos especificados de la sección de acero y de las barras de refuerzo.

$C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  son coeficientes numéricos.



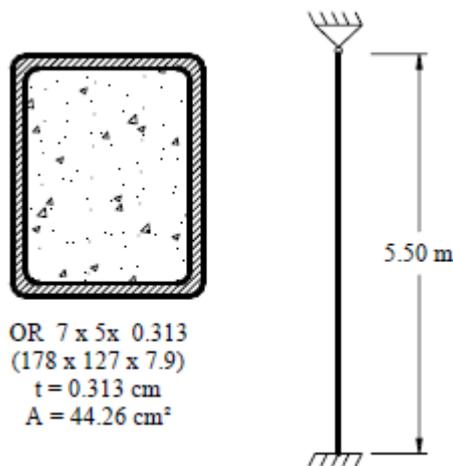
Universidad de Cuenca

Para tubos y tubulares rellenos de concreto,  $C_1 = 1.0$ ,  $C_2 = 0.85$  y  $C_3 = 0.4$ .

Para perfiles ahogados en concreto,  $C_1 = 0.7$ ,  $C_2 = 0.6$  y  $C_3 = 0.2$

### 2.4.2.1 Ejemplo de aplicación.

Un tubo estructural rectangular de 178 mm x 127 mm x 7.9 mm, mostrado en la figura, está lleno de concreto y se usa como una columna compuesta, el acero tiene un esfuerzo de fluencia de  $F_y = 3235 \text{ kg/cm}^2$  y el concreto de peso normal tiene una resistencia  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  Calcular la resistencia de diseño de la columna.



- El espesor mínimo  $t$  de pared requerido es  $b_s \sqrt{\frac{F_y}{3E}}$

$$t_{\min} = 12.7 \sqrt{\frac{3235}{3(2.04 \times 10^6)}} = 0.29, \text{ cm} < 0.79 \text{ cm. OK.}$$

$$t_{\min} = 17.8 \sqrt{\frac{3235}{3(2.04 \times 10^6)}} = 0.41, \text{ cm} < 0.79 \text{ cm. OK.}$$

- Revisión del área de la sección transversal del tubo columna como porcentaje del área total de la sección compuesta:

$$\frac{A_s}{A_t} = \frac{44.26}{226.06} = 0.20 > 0.04 \text{ OK.}$$

- Calculo de los valores modificados:

$$F_{my} = F_y + C_1 F_y r \left( \frac{A_r}{A_s} \right) + C_2 f'_c \left( \frac{A_c}{A_s} \right)$$



Universidad de Cuenca

$$F_{my} = 3235 + 0 + 0.85(250) \left( \frac{(226.06 - 44.26)}{44.26} \right) = 4107.85, \text{ kg / cm}^2$$

$$E_c = 14000\sqrt{f'_c} \quad ; \quad E_c = 14000\sqrt{250} = 22135944, \text{ kg / cm}^2$$

$$E_m = E + C_3 E_c \left( \frac{A_c}{A_s} \right)$$

$$E_m = 2.04 \times 10^6 + 0.4(221359.44) \left( \frac{(226.06 - 44.26)}{44.26} \right) = 2403697.66, \text{ kg / cm}^2$$

- Entonces los nuevos valores son:

- $F_y = 4107.85 \text{ kg/cm}^2$
- $E = 2403697.66 \text{ kg/cm}^2$
- $A_g = 44.26 \text{ cm}^2$

El  $r_y$  de la OR de  $7 \times 5 \times 0.313 = 5.03 \text{ cm.}$ , pero no debe ser menor que  $0.3 (12.7 \text{ cm}) = 3.81 \text{ cm}$

- Gobierna  $r_{my} = 5.03 \text{ cm.}$

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\Pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad ; \quad \lambda_c = \frac{550}{5.03(\Pi)} \sqrt{\frac{4107.85}{2403697.66}} = 1.439$$

Como  $\lambda_c < 1.5$   $F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$

$$F_{cr} = (0.658^{1.425^2}) 4107.85 = 1726.68, \text{ kg / cm}^2$$

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = (0.85) (1726.68) (44.26 \text{ cm}^2) = 64959.43 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 64.96 \text{ Ton.}$$

Pineda, M. (2005). Diseño de elementos estructurales de sección compuesta con LRFD. Instituto Politécnico Nacional, Zacateco, México.

### 2.4.3 Diseño por flexión

Para el caso de perfiles tubulares mixtos o compuestos, el pandeo local está restringido por el hormigón, así como la capacidad al volcamiento aumenta considerablemente. Para su análisis se puede elegir entre:

- El momento de primera fluencia en el ala traccionada del perfil de acero, considerando la sección transformada y las condiciones de apuntalamiento de la viga.

$$M_n = M_y$$

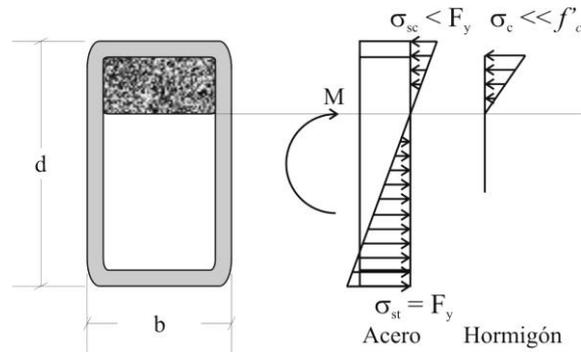


Fig. 2.22 Asociación Latinoamericana del Acero. (2010). Programa de apoyo a la enseñanza de la construcción en Acero. Recuperado de <http://www.alacero.org>

- El momento plástico del perfil de acero, despreciando la contribución del hormigón.

$$M_n = M_p^{\text{perfil}}$$

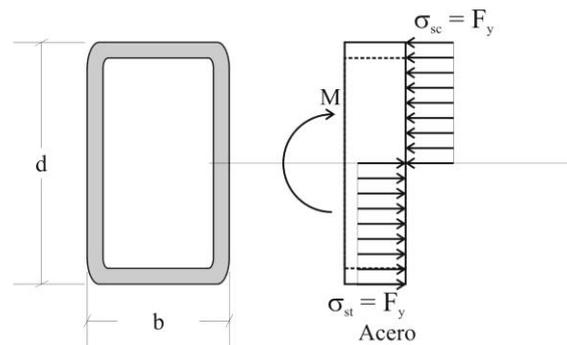


Fig. 2.23 Asociación Latinoamericana del Acero. (2010). Programa de apoyo a la enseñanza de la construcción en Acero. Recuperado de <http://www.alacero.org>

- La capacidad última de la sección compuesta, determinada ya sea por el método de compatibilidad de deformaciones o la capacidad plástica de la sección.

Para ambos métodos se utiliza un factor de reducción de la resistencia o un factor de seguridad más conservador y se requiere que hormigón y acero estén mecánicamente conectados.  $\phi_b = 0.85$

Compatibilidad de deformaciones

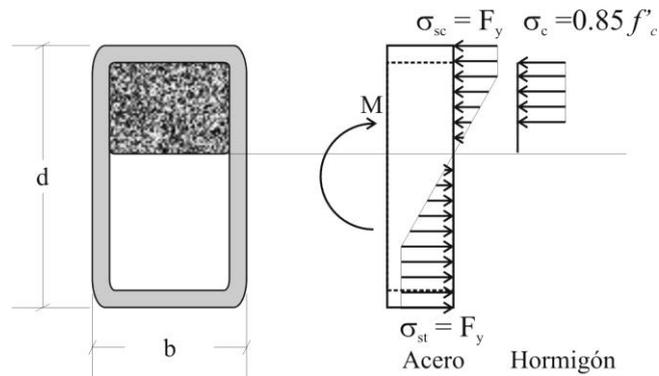


Fig. 2.24 Asociación Latinoamericana del Acero. (2010). Programa de apoyo a la enseñanza de la construcción en Acero. Recuperado de <http://www.alacero.org>

### Distribución de tensiones plásticas

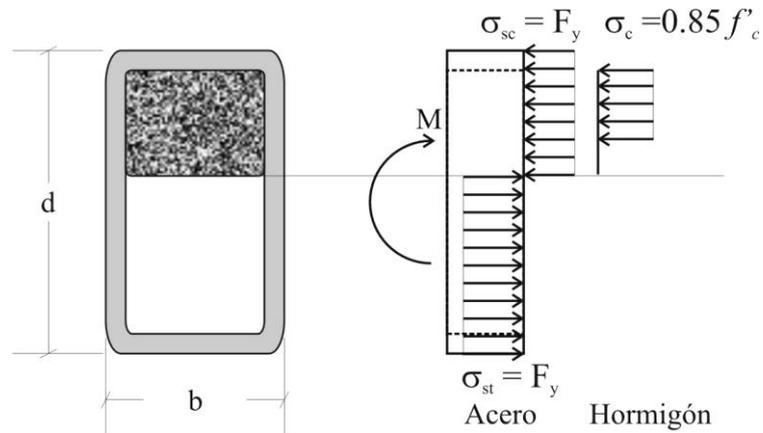


Fig. 2.25 Asociación Latinoamericana del Acero. (2010). Programa de apoyo a la enseñanza de la construcción en Acero. Recuperado de <http://www.alacero.org>

#### 2.4.4 Diseño por flexo compresión.

Para el análisis de elementos sometidos a solicitaciones combinadas de carga axial y flexión, difiere un poco que para elementos de acero solos, analizando por separado la resistencia a flexión y a la compresión.

- Flexión

$$\phi_b = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

$$M_u \leq \phi_b \cdot M_n \text{ (LRFD)}$$

- Compresión

$$\phi_c = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

$$P_u \leq \phi_c \cdot P_n \text{ (LRFD)}$$

La resistencia a la flexión **M<sub>n</sub>** se determina usando el análisis de compatibilidad de deformaciones o la distribución de tensiones plásticas en la sección compuesta.

-Compatibilidad de deformaciones

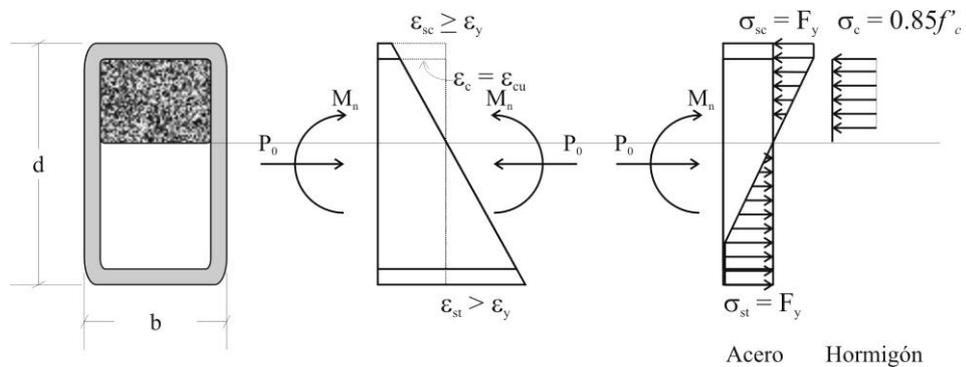


Fig. 2.26 Asociación Latinoamericana del Acero. (2010). Programa de apoyo a la enseñanza de la construcción en Acero. Recuperado de <http://www.alacero.org>

-Distribución de tensiones plásticas

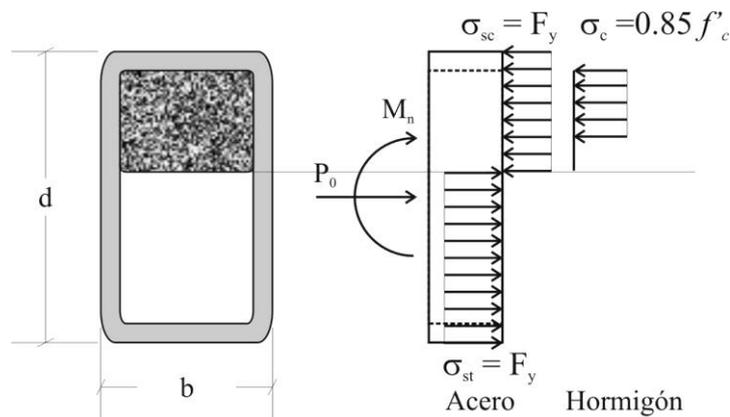


Fig. 2.27 Asociación Latinoamericana del Acero. (2010). Programa de apoyo a la enseñanza de la construcción en Acero. Recuperado de <http://www.alacero.org>



Universidad de Cuenca

La capacidad a la compresión  $P_n$  se determina con las ecuaciones anteriores pero usando como  $P_0$  la capacidad axial resultante del análisis por compatibilidad de deformaciones o plastificación de la sección compuesta.

#### Pandeo elástico

$$P_e < 0.44P_0 : P_n = 0.877P_e$$

Ec. I2-3 Asociación Latinoamericana del Acero. (2010). Especificación ANSI/AISC 360-10. Recuperado de <http://www.alacero.org>

#### Pandeo Inelástico

$$P_e \geq 0.44P_0 : P_n = \left[ 0,658^{\frac{P_0}{P_e}} \right] P_0$$

Ec. I2-2 Asociación Latinoamericana del Acero. (2010). Especificación ANSI/AISC 360-10. Recuperado de <http://www.alacero.org>

- Capacidad sección  $P_0 = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + C_2 A_c f'_c$
- Capacidad pandeo Euler  $P_e = \pi^2 (EI_{eff}) / (KL)^2$

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

$$C_2 = \begin{cases} 0.85 & \text{rectangular} \\ 0.90 & \text{circular} \end{cases} \quad C_3 = 0.6 + 2 \left( \frac{A_s}{A_s + A_c} \right) \leq 0.9$$

#### 2.4.4.1 Limitaciones.

- El área transversal del perfil de acero debe ser al menos el 1% de la sección total de la columna.
- La relación ancho plano / espesor  $b/t \leq 2.26 \sqrt{E/F_y}$  para tubo rectangular
- La relación  $D/t \leq 0.15 (E/f_y)$  para tubos circulares.



## 2.5 Losas con placa colaborante

### 2.5.1 Introducción.

El uso de este sistema de losas se encuentra en auge dentro de nuestro medio, se la utiliza sobre vigas de acero y también sobre vigas de hormigón.

A este tipo de losa se lo conoce como losa colaborante (Steel Deck) y está diseñada para garantizar un comportamiento monolítico del hormigón y placa mediante cavidades y pliegues en la lámina el acero.

La placa de acero se coloca sobre vigas generalmente de acero teniendo las siguientes ventajas:

- Proporciona un área de circulación segura para operarios en la etapa de montaje.
- No necesita encofrado para la fundición del hormigón.
- No necesita refuerzo para momentos positivos.

Las limitaciones del uso de este tipo de losa vienen dados en el **catálogo** proporcionado por el fabricante, datos que necesariamente deben ser conocidos por el proyectista.

Los conectores se pueden fijar a la viga directamente a través de la lámina.

El cálculo y diseño de las vigas que soportan este tipo de losa, se hace de la misma manera que para losas macizas con las siguientes consideraciones:

Universidad de Cuenca

- Cuando las ondas (Nervios) de la lámina son perpendiculares a la viga de acero, el concreto que queda dentro de las ondas no se debe considerar.
- Cuando las ondas (Nervios) de la lámina son paralelas a la viga de acero, el concreto que queda dentro de las ondas debe ser considerado para los cálculos.

Para los valores de  $R_g$  y  $R_p$  tenemos los siguientes casos.

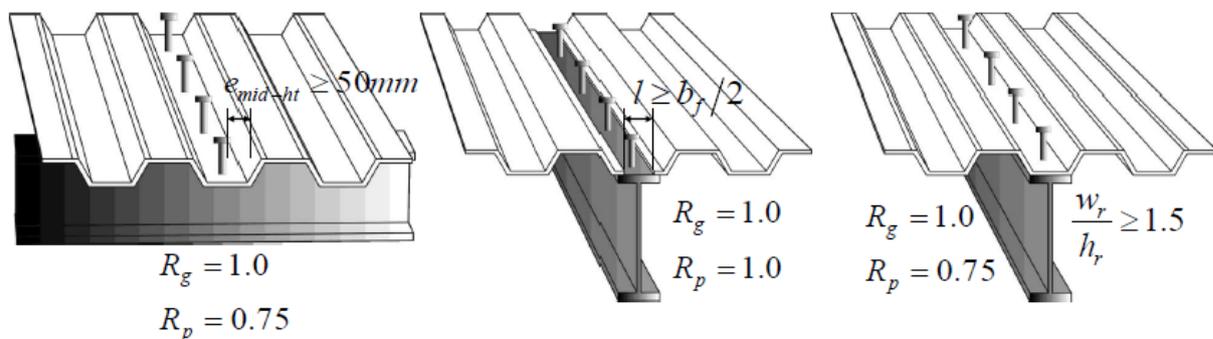


Fig. 2.28 Asociación Latinoamericana del Acero. (2010). Programa de apoyo a la enseñanza de la construcción en Acero. Recuperado de <http://www.alacero.org>

## 2.5.2 Distribución de esfuerzos

### 2.5.2.1 Eje neutro en la losa de concreto con lámina colaborante.

(Sección completamente compuesta).

Como ya se indicó anteriormente se analiza de la misma manera que para el caso de losas macizas con la salvedad ya anotada.

Igualando la tensión total del acero con la compresión en la losa se tiene el siguiente valor de  $a$ :

$$A_s F_y = 0.85 f'_c a b_e \quad a = \frac{A_s F_y}{0.85 f'_c b_e}$$

Si el valor de  $a$  es menor al del espesor de la losa el eje neutro plástico recae en la losa y la capacidad por momento plástico o nominal de la sección compuesta se expresa como la tensión  $T$  total o la compresión  $C$  total,

multiplicada por la distancia a sus centros de gravedad. No olvidemos que para esto se debe tener el número suficiente de conectores.

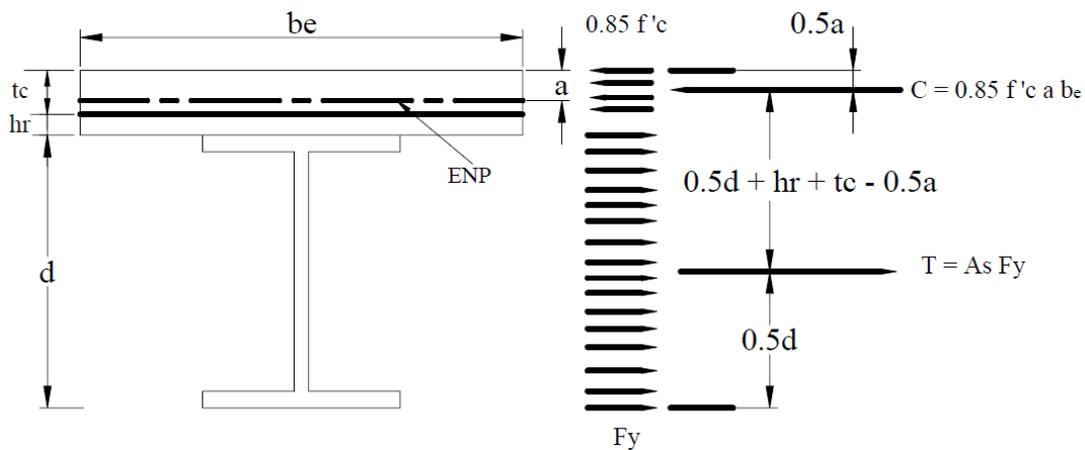


Fig. 2.29 Eje neutro en la losa de concreto con lámina colaborante. (Sección completamente compuesta)

De donde tomando momentos respecto al ENP, tenemos:

$$M_n = M_p = A_s F_y \left( \frac{d}{2} + h_r + t_c - \frac{a}{2} \right) \quad (2.22)$$

### 2.5.2.2 Eje neutro en el ala superior de la viga de acero con lámina colaborante. (Sección completamente compuesta)

Si tenemos que la compresión  $C$  es mayor a la tensión  $T$ , el ENP estará en el ala del perfil, de la misma manera si la compresión  $C$  es menor que la tensión  $T$  el ENP estará debajo del ala del perfil.



Universidad de Cuenca

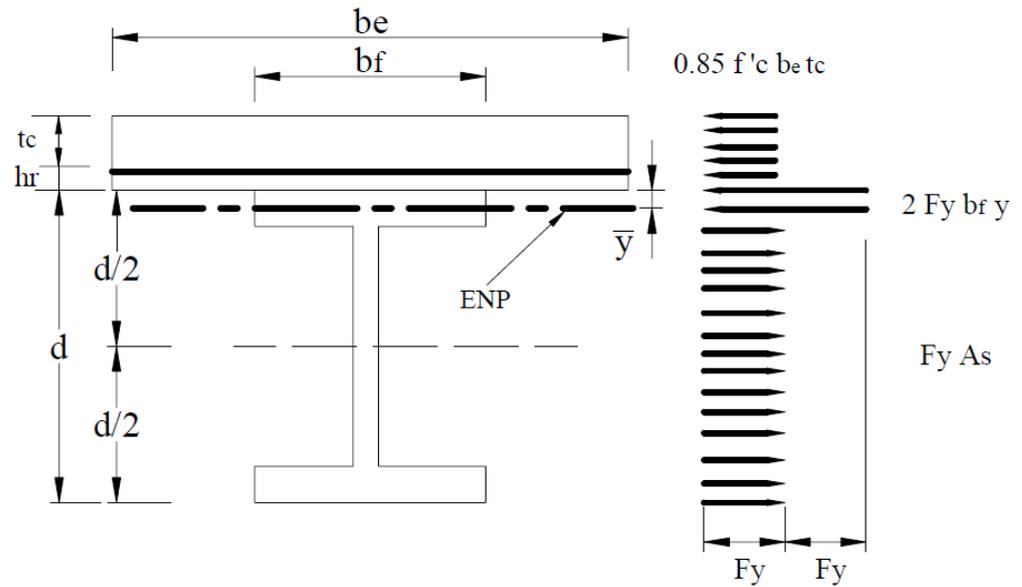


Fig. 2.30 Eje neutro en el ala superior de la viga de acero con lámina colaborante. (Sección completamente compuesta)

Haciendo cumplir el equilibrio y decimos que T es igual C podemos obtener  $\bar{y}$ , de la siguiente manera

$$0.85 f' c b_e t_c + F_y b_f \bar{y} = F_y A_s - F_y b_f \bar{y}$$

De donde:

$$\bar{y} = \frac{F_y A_s - 0.85 f' c b_e t_c}{2 F_y b_f}$$

Calculando momentos respecto a ENP tenemos:

$$M_p = M_n = 0.85 f' c b_e t_c \left( \frac{t_c}{2} + h_r + \bar{y} \right) + 2 F_y b_f \bar{y} \left( \frac{\bar{y}}{2} \right) + F_y (A_s) \left( \frac{d}{2} - \bar{y} \right) \quad (2.23)$$

### 2.5.2.3 Eje neutro en el alma de la sección de acero, con lámina colaborante. (Sección completamente compuesta)

Cuando la fuerza de tensión es mayor que la compresión, el eje neutro plástico se localiza sobre el alma de la sección.



Universidad de Cuenca

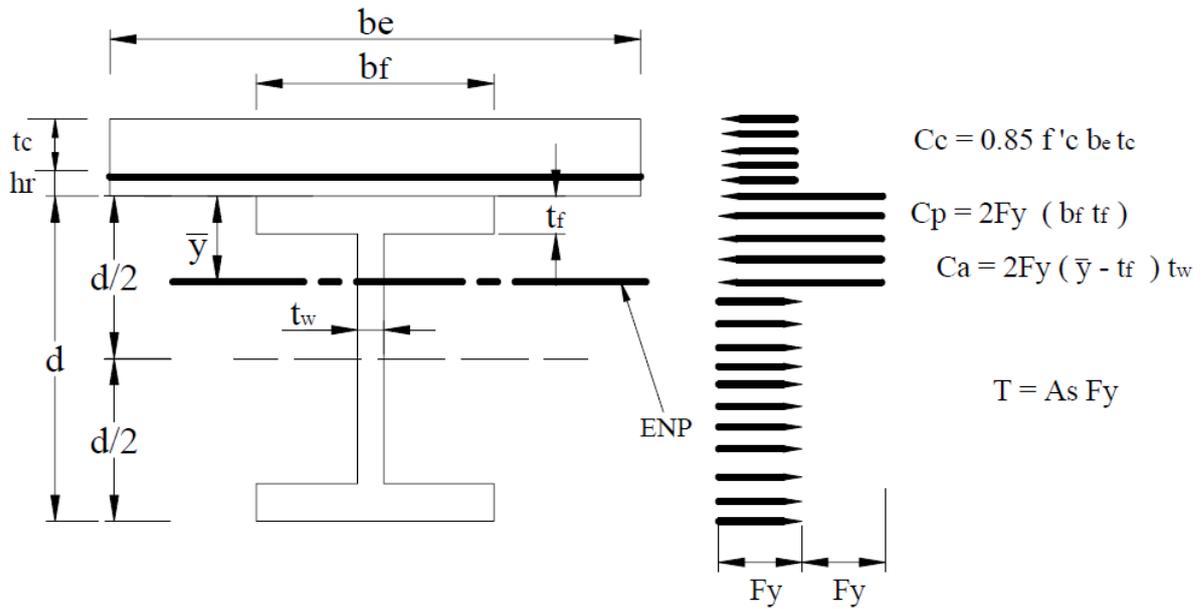


Fig. 2.31 Eje neutro en el alma de la sección de acero, con lámina colaborante. (Sección completamente compuesta)

Haciendo cumplir el equilibrio y decimos que  $T$  es igual podemos obtener  $\bar{Y}$ , de la siguiente manera.

$$C_c + C_p + C_a = T$$

$$0.85 f'c b_e t_c + 2F_y (b_f t_f) + 2F_y (\bar{y} - t_f) t_w = A_s F_y$$

De donde:

$$\bar{y} = -\frac{0.85 f'c b_e t_c}{2F_y t_w} - \frac{b_f t_f}{t_w} + t_f + \frac{A_s}{2t_w}$$

Calculando momentos respecto a ENP tenemos:

$$M_p = M_n = C_c \left( \bar{y} + h_r + \frac{t_c}{2} \right) + C_p \left( \bar{y} - \frac{t_f}{2} \right) + C_a \left( \frac{\bar{y} - t_f}{2} \right) + T \left( \frac{d}{2} - \bar{y} \right) \quad (2.24)$$

### 2.5.2.4 Eje neutro en el ala superior de la viga de acero con lámina colaborante. (Sección parcialmente compuesta)

Como sabemos en secciones parcialmente compuesta la ubicación del eje neutro debe estar sobre perfil de acero ya sea en el ala o en el alma en donde gobierna la condición

$$V_h = \sum Q_n$$

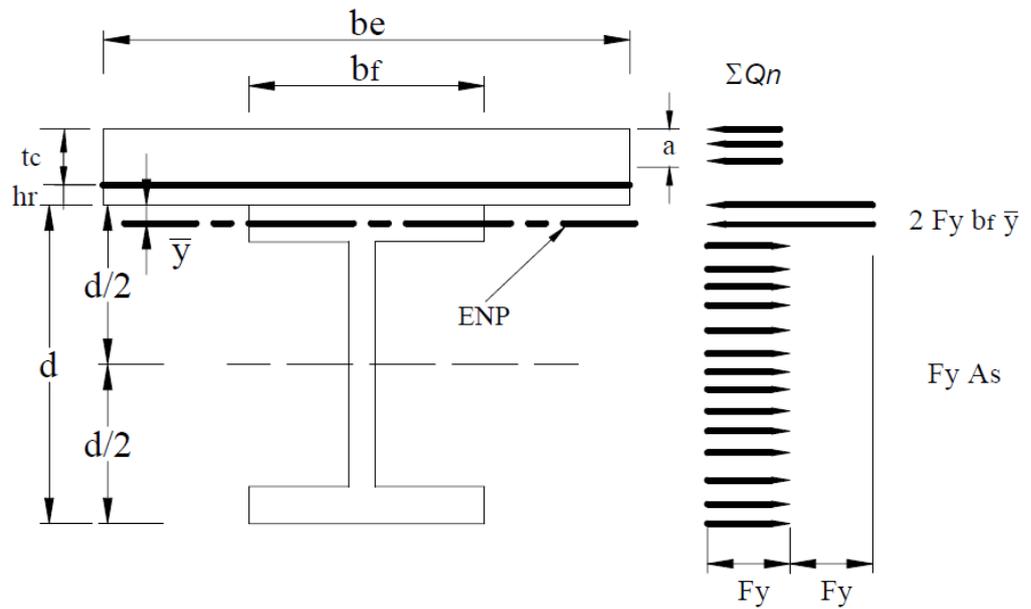


Fig. 2.32 Eje neutro en el ala superior de la viga de acero con lámina colaborante. (Sección parcialmente compuesta)

Haciendo cumplir el equilibrio y decimos que T es igual C podemos obtener  $\bar{y}$ , de la siguiente manera.

$$\Sigma Qn + Fy bf \bar{y} = Fy As - Fy bf \bar{y}$$

De donde:

$$\bar{y} = \frac{Fy As - \Sigma Qn}{2 Fy bf}$$

Y la profundidad del bloque de esfuerzos:

$$a = \frac{\Sigma Qn}{0.85 f' c b e}$$

Calculando momentos respecto a ENP tenemos:

$$Mp = Mn = \Sigma Qn \left( tc + hr - \frac{a}{2} + \bar{y} \right) + 2 Fy bf \bar{y} \left( \frac{\bar{y}}{2} \right) + Fy As \left( \frac{d}{2} - \bar{y} \right) \quad (2.25)$$

### 2.5.2.5 Eje neutro en el alma de la viga de acero con lámina colaborante. (Sección parcialmente compuesta)

Cuando la fuerza de tensión es mayor que la compresión, el eje neutro plástico se localiza sobre el alma de la sección.

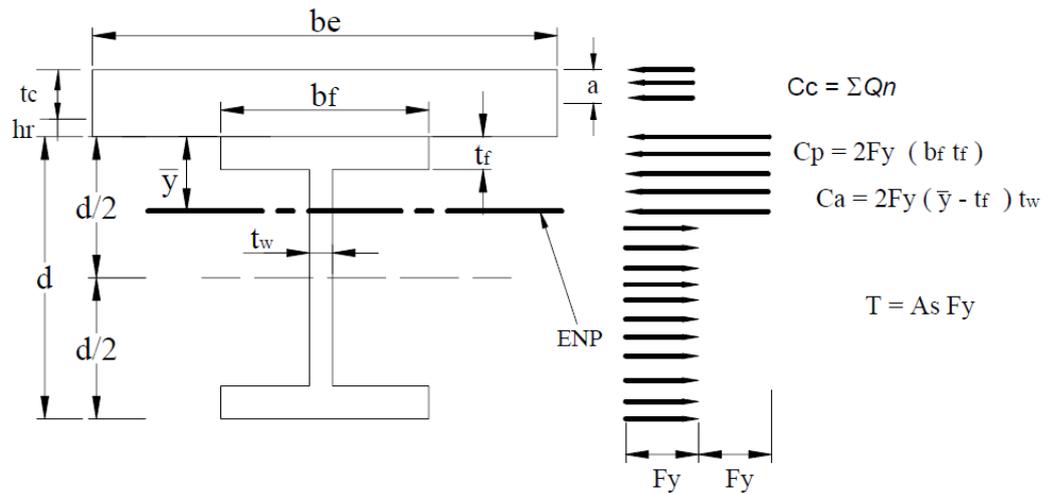


Fig 2.33 Eje neutro en el alma de la viga de acero con lámina colaborante. (Sección parcialmente compuesta)

Haciendo cumplir el equilibrio y decimos que T es igual C podemos obtener  $\bar{y}$ , de la siguiente manera.

$$C_c + C_p + C_a = T$$

$$\sum Qn + 2Fy (b_f t_f) + 2Fy (\bar{y} - t_f) t_w = A_s Fy$$

De donde:

$$\bar{y} = -\frac{\sum Qn}{2Fyt_w} - \frac{b_f t_f}{t_w} + t_f + \frac{A_s}{2t_w}$$

Y la profundidad del bloque de esfuerzos:

$$a = \frac{\sum Qn}{0.85 f' c b_e}$$

Calculando momentos respecto a ENP tenemos:

$$M_p = M_n = C_c \left( t_c + hr - \frac{a}{2} + \bar{y} \right) + C_p \left( \bar{y} - \frac{t_f}{2} \right) + C_a \left( \frac{\bar{y} - t_f}{2} \right) + T \left( \frac{d}{2} - \bar{y} \right) \quad (2.26)$$

### 2.5.3 Capacidad reducida de los conectores de cortante.

La especificación señala que la resistencia por cortante de los conectores de cortante sea multiplicada por el siguiente factor:

- Para ondas o nervios perpendiculares a la viga.

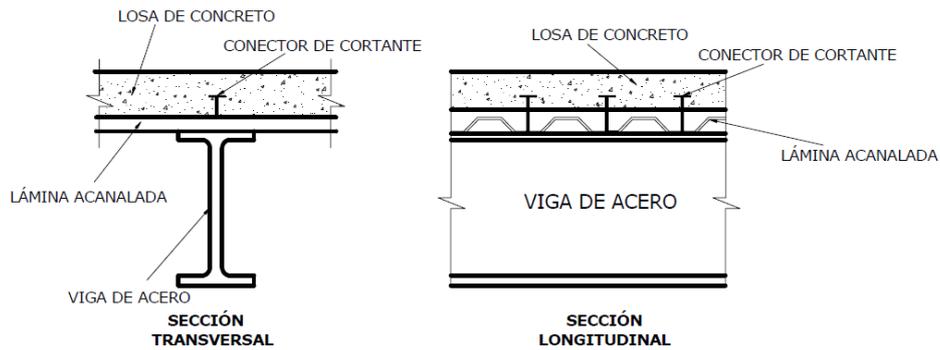


Fig. 2.34 Para ondas o nervios perpendiculares a la viga.

$$\left[ \frac{0.85}{\sqrt{Nr}} \left( \frac{wr}{hr} \right) \right] \left[ \left( \frac{Hs}{hr} \right) - 1.0 \right] \leq 1.0$$

- Para ondas o nervios paralelos a la viga.

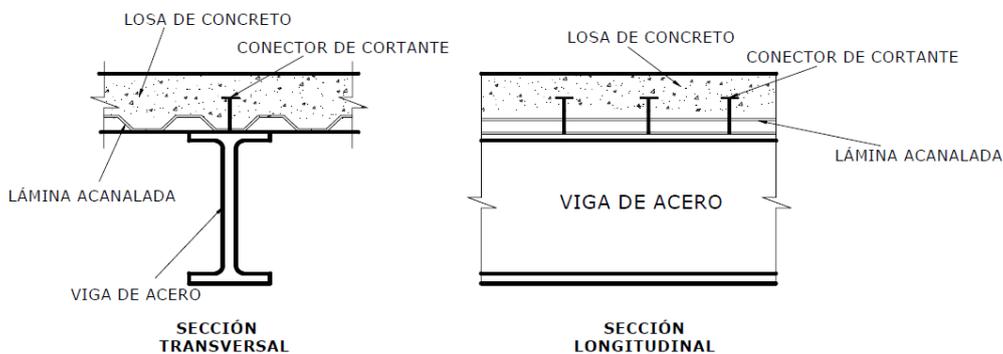


Fig. 2.35 Para ondas o nervios paralelos a la viga.

$$\left[ (0.6) \left( \frac{wr}{hr} \right) \right] \left[ \left( \frac{Hs}{hr} \right) - 1.0 \right] \leq 1.0$$

Dónde:

Nr = número de conectores por nervio, limitados a tres

Wr = Ancho promedio de nervios en pulgadas

hr = Altura de nervio en pulgadas

Hs = longitud del conector en pulgadas máximo hr + 3



Universidad de Cuenca

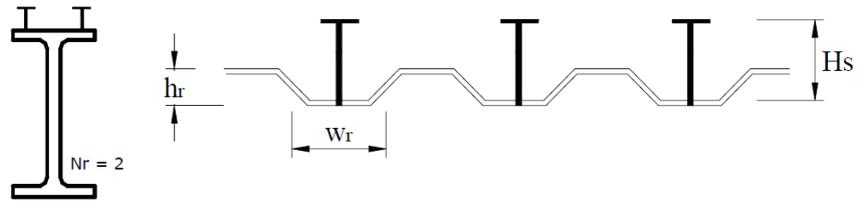


Fig. 2.36  $N_r$ ,  $h_r$ ,  $w_r$ ,  $H_s$ .



## CAPÍTULO III

### 3. CUANTIFICACIÓN DE CARGAS Y MODELACIÓN TRIDIMENSIONAL DE LA ESTRUCTURA MEDIANTE EL USO DEL SOFTWARE ETABS.

#### 3.1 GENERALIDADES DEL PROYECTO

El proyecto contempla la construcción de una vivienda ubicado en el cantón Cuenca.

##### 3.1.1 ESTUDIO DE LA PLANIFICACIÓN ARQUITECTÓNICA

El proyecto propuesto se lo realizara con pórticos especiales resistentes al momento de Acero, consta de dos losas, planta alta y cubierta.

En esta etapa, se definen las posibles alternativas del sistema estructural a implementarse para que su comportamiento este acorde con las normas, reglamentos y códigos tanto nacionales como extranjeros, precisamente tomando experiencias ocurridas, que por desgracia dejaron resultados negativos que nos enseñan a ser más cuidadosos y agotar todas las posibilidades de análisis para garantizar tanto la vida útil de la estructura, cuanto más la vida humana.

### 3.1.2 PLANOS



Fig. 3.1 Fachada vivienda



Fig. 3.2 Fachada vivienda



Fig. 3.3 Fachada vivienda





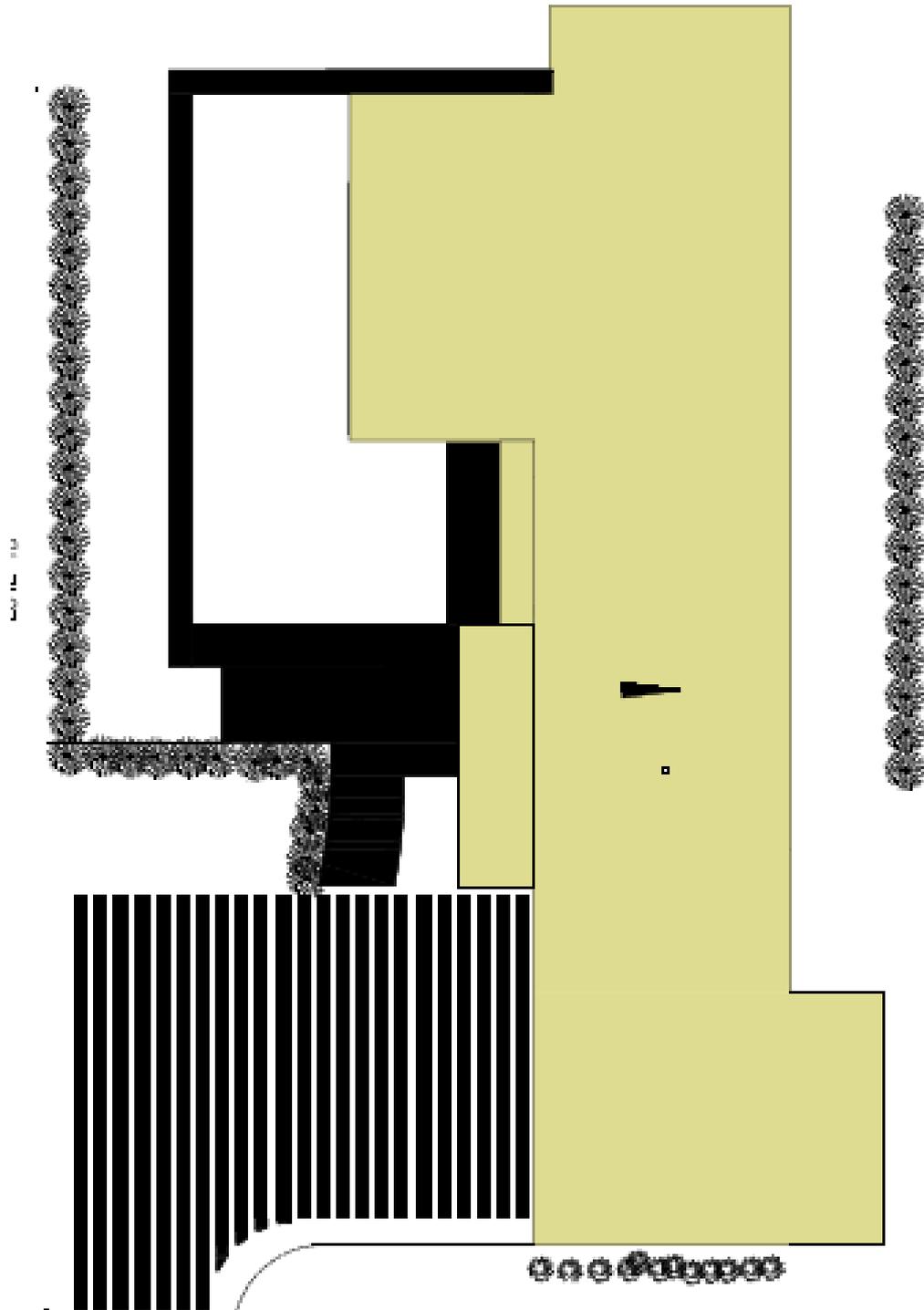


Fig. 3.6 Cubierta



### **3.2 DEL PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL**

De acuerdo con el uso previsto en el diseño arquitectónico, este trabajo se lo realiza minuciosamente para determinar las cargas tanto muerta como viva y accidental, que estarán presentes en la vida útil del sistema estructural, y por supuesto las posibles secciones de los elementos.

### **3.3 MATERIALES**

#### **3.3.1 INTRODUCCIÓN**

Material de construcción, es cualquier producto procesado o fabricado destinado a ser incorporado con carácter permanente en cualquier obra, sea de edificación o de ingeniería civil. El material de construcción, es la materia prima con la que el ingeniero, el arquitecto y/o el constructor, plasman en realidad los proyectos de las obras públicas y privadas que junto al diseño y presupuesto, deben garantizar la salud, la seguridad, el bienestar y protección de la sociedad, usuarios y entorno.

Es una realidad el fuerte impacto ambiental que produce la industria de la construcción en los procesos de obtención de materias primas, extracción de rocas y minerales en canteras a cielo abierto. Si bien, los recursos naturales que se emplean son casi inagotables, salvo algunas excepciones, las fuentes accesibles se agotan aceleradamente.

Más del 50 % de los productos que consume el ser humano son materiales de construcción. La elaboración y fabricación de estos materiales, consumen ingentes cantidades de energía y contaminan el ambiente. Es responsabilidad social de quienes regulan el uso de estos materiales, buscar alternativas menos agresivas o de bajo impacto ambiental y regular el uso y el consumo de los mismos en condiciones de mayor eficiencia, evitando la subutilización, el desperdicio y el despilfarro.



Universidad de Cuenca

Hoy se habla de “construcción sostenible”, de manera que, en general, los materiales de construcción deben cumplir estos requisitos:

- Resistencias mecánicas acordes con el uso que recibirán.
- Estabilidad química (resistencia a agentes agresivos).
- Estabilidad física (dimensional).
- Seguridad para su manejo y utilización.
- Protección de la higiene y salud de obreros y usuarios.
- No conspirar contra el ambiente.
- Aislamiento térmico y acústico (colaborar en el ahorro de energía).
- Estabilidad y protección en caso de incendio (resistencia al fuego).
- Comodidad de uso, estética y economía.

Este subcapítulo de la Normativa Ecuatoriana de Construcción, contempla los requisitos, condiciones y reglas particulares que deben cumplir los materiales destinados a ser empleados en la construcción de obras civiles, de manera que garanticen niveles mínimos de calidad y la tenencia de propiedades físicas y mecánicas que hagan viable los supuestos de los estudios, cálculos y diseños de esas obras.

Además, se citan las normas, especificaciones y procedimientos de ensayo que se deben aplicar para verificar el cumplimiento de esos requisitos. Las autoridades competentes como fiscalizadoras y superintendentes de obra, tienen la obligación de ordenar la realización de los ensayos que determinen las propiedades físicas y mecánicas de los materiales y verificar que estos cumplan con las especificaciones y normas correspondientes.



### **3.3.2 REQUISITOS Y NORMAS QUE DEBEN CUMPLIR LOS MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN**

Los materiales de construcción, serán evaluados y verificados para que cumplan con los requisitos, conforme con el Reglamento Técnico Ecuatoriano (RTE INEN) y la Norma Técnica Ecuatoriana (NTE INEN) que se encuentren vigentes; de no existir éstos se remitirán a los requisitos dados en las normas ASTM. En el caso que, el RTE INEN ó la NTE INEN, no se encuentren actualizados, se hará referencia a las normas ASTM vigentes.

### **3.3.3 PERFILES Y TUBOS DE ACERO ESTRUCTURAL**

Los perfiles de acero estructural combinado con barras de refuerzo, utilizados en elementos compuestos sometidos a cargas axiales o a flexo compresión, deberán satisfacer los requisitos indicados en las siguientes normas:

- a) Acero al carbón: ASTM A 36 M/NTE INEN 2215 y 2222,
- b) Acero de alta resistencia de baja aleación: ASTM A 242 M,
- c) Acero de alta resistencia de baja aleación al Colombio-Vanadio: ASTM A 572 M,
- d) Acero de alta resistencia de baja aleación de 345 MPa: ASTM A 588 M,
- e) Perfiles estructurales laminados en caliente: ASTM A 992 M/RTE INEN 018 (sección de perfiles laminados en caliente)/NTE INEN 2215 y 2222.

Los tubos de acero estructural combinado con barras de refuerzo, utilizados en elementos compuestos sometidos a cargas axiales o a flexo compresión, deberán satisfacer los requisitos indicados en las siguientes normas:

- a) Acero negro, por inmersión en caliente recubiertos de zinc, grado B de ASTM A 53 M/NTE INEN 2415,
- b) Formados en frío, soldados, con costura: NTE INEN 2415,
- c) Formados en frío, soldados, sin costura: ASTM A 500 M



Universidad de Cuenca

d) Formados en caliente, soldados, sin costura: ASTM A 501. 1.2.2.7.3 El acero formado por fibras dispersas usado para elaborar hormigón, será corrugado y cumplirá con los requisitos de la norma ASTM 820 M. Las fibras de acero, tendrán una relación entre la longitud y el diámetro no menor que 50 y no mayor a 100.

Las barras corrugadas con cabeza, deben satisfacer los requisitos de la norma ASTM A 970 M; las obstrucciones o interrupciones del corrugado de la barra, si las hay, no serán mayores de dos veces el diámetro de la barra (2db), medida desde la cara de apoyo de la cabeza.

### 3.4 SISTEMA ESTRUCTURAL ESCOGIDO

Se plantea un sistema estructural de pórticos de acero resistentes a momento con vigas construidas.

**VIGAS:** Para esta estructura se escogió el uso de vigas construidas de planchas de acero, el sistema estructural es apto para el uso de este sistema de vigas, cuyas secciones fueron aceptadas luego de un predimensionamiento y la comprobación de su correcto funcionamiento.

**LOSAS:** Se optó por un sistema de losa con placa colaborante su construcción se realizara conforme a los planos de detalle.

**COLUMNAS:** Las columnas se diseñan a flexo compresión biaxial, serán construidos con planchas de acero, conforme se indica en los planos.

### 3.5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Entre otros datos con los ya señalados se procede a preparar los datos de la estructura que serán ingresados al computador para su análisis y diseño. Para este punto se utilizó el programa ETABS que permite el cálculo y análisis de pórticos en TRES DIMENSIONES con lo cual podemos hacer un análisis lo más cercano a lo real.

Cabe hacer notorio que para esta parte realizamos como mínimas cinco combinaciones de carga, a los que se suman tres datos independientes de CM, CV,



Universidad de Cuenca

SISMO. Este último análisis permite entre otras cosas estudiar los estados de carga, esto es jugar con distintas posibilidades de variación de carga viva, tanto para momentos positivos como negativos.

Así obtenidos los datos procedemos a la verificación y diseño, etapa en la cual usaremos métodos modernos de DISEÑOS SÍSMICOS Y DÚCTILES.

### **3.6 PARÁMETROS DE DISEÑO SISMO-RESITENTE**

#### **3.6.1 FILOSOFÍA DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE**

Es la intención, es que se proporcione a una estructura de uso normal de edificación, un adecuado diseño sismo resistente que cumpla con la siguiente filosofía:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar danos no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil dela estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

Esta filosofía de diseño se consigue diseñando la estructura para que:

- Tenga la capacidad para resistir las fuerzas especificadas por las normas.
- Presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles.
- Pueda disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico.

Para aquellas estructuras de ocupación especial y para las estructuras esenciales, catalogadas como tales según los requisitos establecidos en la sección 2.6.4, de la norma, de la filosofía de diseño busca demás elevar el nivel de protección de dichas estructuras y propender a que las mismas puedan mantenerse operacionales aun después de la ocurrencia del sismo de diseño. Para este tipo de estructuras se deberá cumplir con los requisitos de la sección 2.9 de la norma.



### 3.6.2 LOCALIZACIÓN DE AMENAZA SÍSMICA

#### 3.6.2.1 MAPA DE ZONIFICACIÓN SÍSMICA PARA DISEÑO

El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z, de acuerdo al mapa de ZONIFICACIÓN SÍSMICA.

El valor de Z de cada zona representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica Alta, con excepción del nor-oriental que presenta una amenaza sísmica intermedia y del litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta. Para facilitar la determinación del valor de Z, se incluye un listado de algunas poblaciones del país con el valor correspondiente.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Tabla 3.1 Valores del Factor Z en función de la zona Sísmica adoptada

Se definen seis tipos de perfil de suelo los cuales se presentan en la Tabla 2.3. Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D y E. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciables deben subdividirse, asignándoles un subíndice *i* que va desde 1 en la superficie, hasta *n* en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil. Para el perfil tipo F se aplican otros criterios, como los expuestos en la sección 2.5.4.9 y la respuesta no debe limitarse a los 30 m superiores del perfil en los casos de perfiles con espesor de suelo significativo.



Tabla 2.3. Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50.0$ $\bar{S}_u \geq 100$ KPa ( $\approx 1$ kgf/cm <sup>2</sup> )
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$\bar{V}_s < 180$ m/s
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	<b>IP &gt; 20</b> <b>w</b> $\geq$ 40% $\bar{S}_u < 50$ kPa ( $\approx 0.50$ kgf/cm <sup>2</sup> )

Tabla 3.2 clasificación de perfiles de suelo.

### 3.7 CIMENTACIÓN

EL tipo de cimentación que se usará para esta estructura es de zapatas aisladas ya que es la más conveniente para este tipo de estructura. Para el diseño de la cimentación se considera un esfuerzo admisible de suelo de **1.8kg/cm<sup>2</sup>**. Bajo el nivel N-1.50, particular que debe ser comprobado, mediante un estudio de suelos.

### 3.8 EVALUACIÓN DE CARGAS PARA ANÁLISIS SÍSMICO

CÁLCULO DE CARGA MUERTA STEEL DECK		
DATOS:		
h losa asumido(cm)=	5	
RESULTADOS:		
Peso Hormigón=	204	Kg/m2
Peso Placa=	8,0	Kg/m2
P.P. Alisado y cielo raso=	95,0	Kg/m2
Acabado de piso=	18,0	Kg/m2
TOTAL	325,0	Kg/m2
<b>CM=</b>	<b>325</b>	<b>Kg/m2</b>



**3.8.1.1 CARGA VIVA.** Se usó una carga de 70kg/m<sup>2</sup> para la cubierta. Y 200kg/m<sup>2</sup> para el entrepiso.

**3.8.1.2 COMBINACIONES DE CARGA**

Combinación 1

1.4 D

Combinación 2

1.2 D + 1.6 L + 0.5max[Lr; S ; R]

Combinación 3\*

1.2 D + 1.6 max[Lr; S ; R]+ max[L ; 0.5W]

Combinación 4\*

1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max[Lr; S ; R]

Combinación 5\*

1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S

Combinación 6

0.9 D +1.0 W

Combinación 7

0.9 D + 1.0 E

**3.8.2 CORTANTE BASAL DE DISEÑO**

**1) Determinación de las cargas en la estructura:**

Nivel	Área m <sup>2</sup>	CM Kg/m <sup>2</sup>	Bodegas CV Kg/m <sup>2</sup>	PESO kg
5,48	225	340		76500
2,88	225	340		76500
				0
			TOTAL(kg)	153000,0
<b>Peso de c/piso=</b>		<b>19125</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>	
Long de Área =		450,00	m <sup>2</sup>	
Carga por m <sup>2</sup> =		340	kg/m <sup>2</sup>	
Área de la planta =		225	m <sup>2</sup>	
Peso provocado por las cargas =		76500	kg	
Número de pisos =		2		
H Total de la Estructura(m)=		5,48		



Universidad de Cuenca

Carga Total de la estructura = 153000 kg

OK

**2) Determinación de la aceleración relativa horizontal máxima del terreno (Z).**

Cuenca Zona II

Aceleración máxima efectiva = 0,25

**3) Determinación del coeficiente de Importancia de la Estructura (I).**

I = 1,0

**4) Coeficientes de amplificación dinámica de perfiles de suelo**

SUELO TIPO

D

Factor de Sitio

Fa=

1,4

Factor de Sitio

Fd=

1,45

Comportamiento inelástico del subsuelo

Fs=

1,06

**5) Periodo de Vibración T**

Ct= 0,072

α= 0,8

Para estructuras con muros o mampostería estructural calcular Ct y alfa=1

T estimado= 0,281

TREAL= 0,5

T= 0,500

Tc= 0,604

TL= 3,480

η= 2,48

r = 1

Sa = 0,868

**6) Determinación del Factor de Reducción de resistencia sísmica (R)**

R = 8

**7) Coeficiente de configuración estructural en planta**

Tipo1 φ<sub>pi</sub>= 1

Tipo2 φ<sub>pi</sub>= 1



Universidad de Cuenca

Tipo3 $\phi_{pi} =$	1
Tipo4 $\phi_{pi} =$	1
$\phi_P =$	1

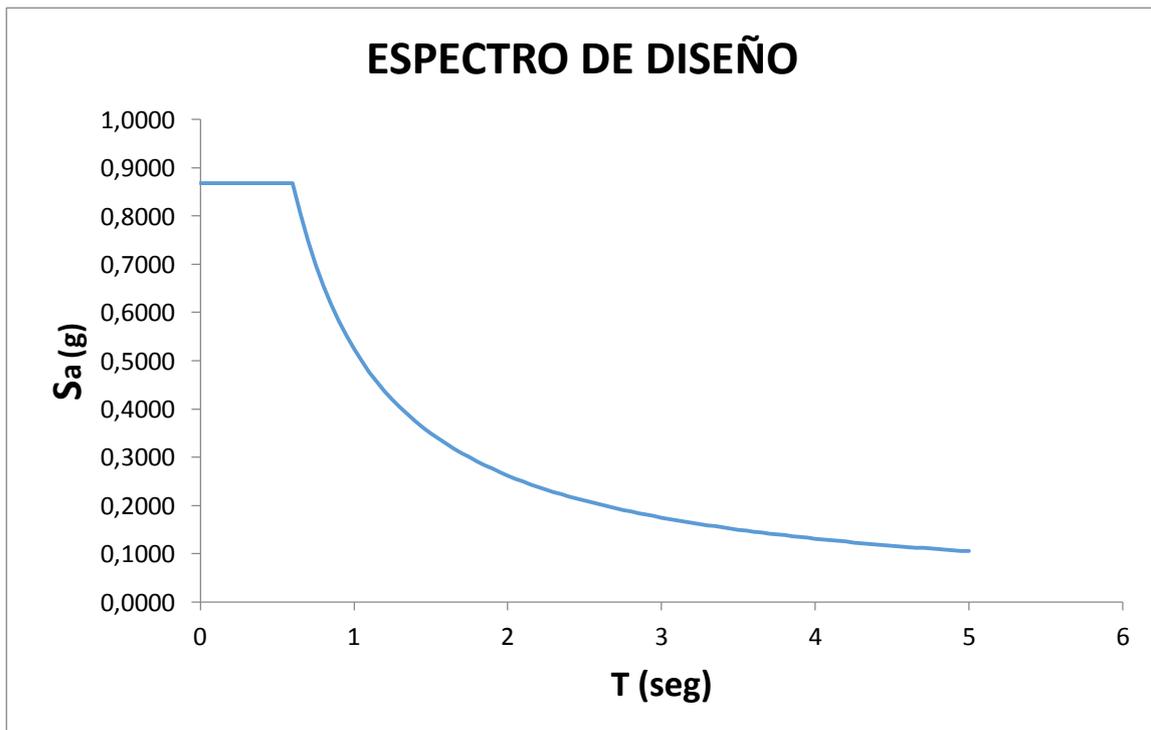
**7) Coeficiente de configuración estructural en elevación**

Tipo1 $\phi_{Ei} =$	1
Tipo2 $\phi_{Ei} =$	1
Tipo3 $\phi_{Ei} =$	1
$\phi_E =$	1

**8) Cortante Basal de Diseño**

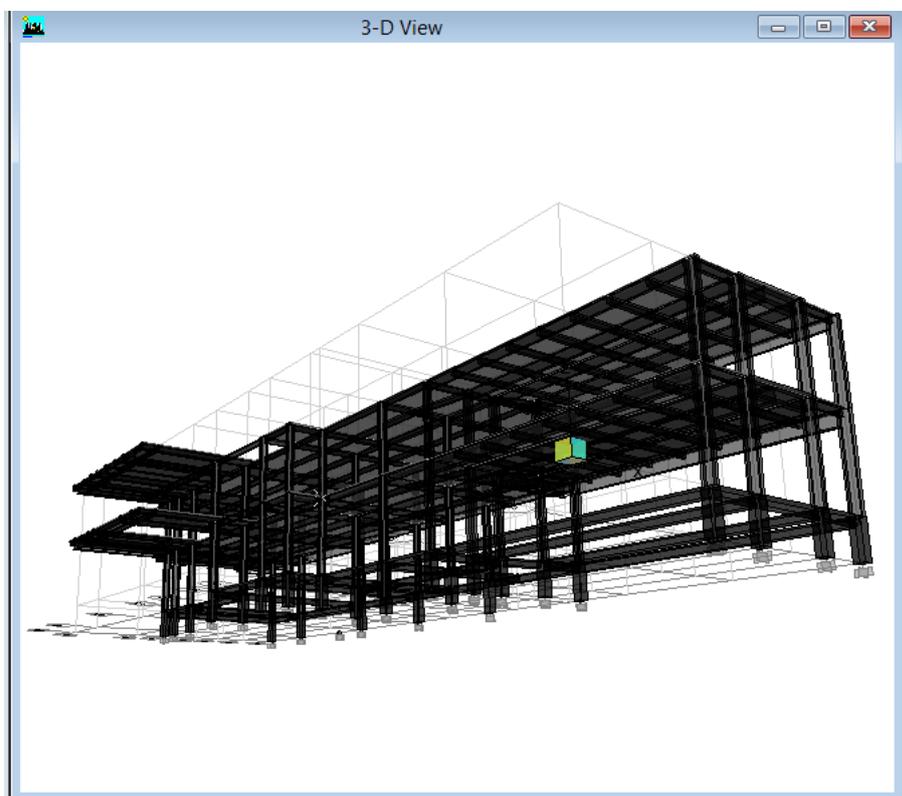
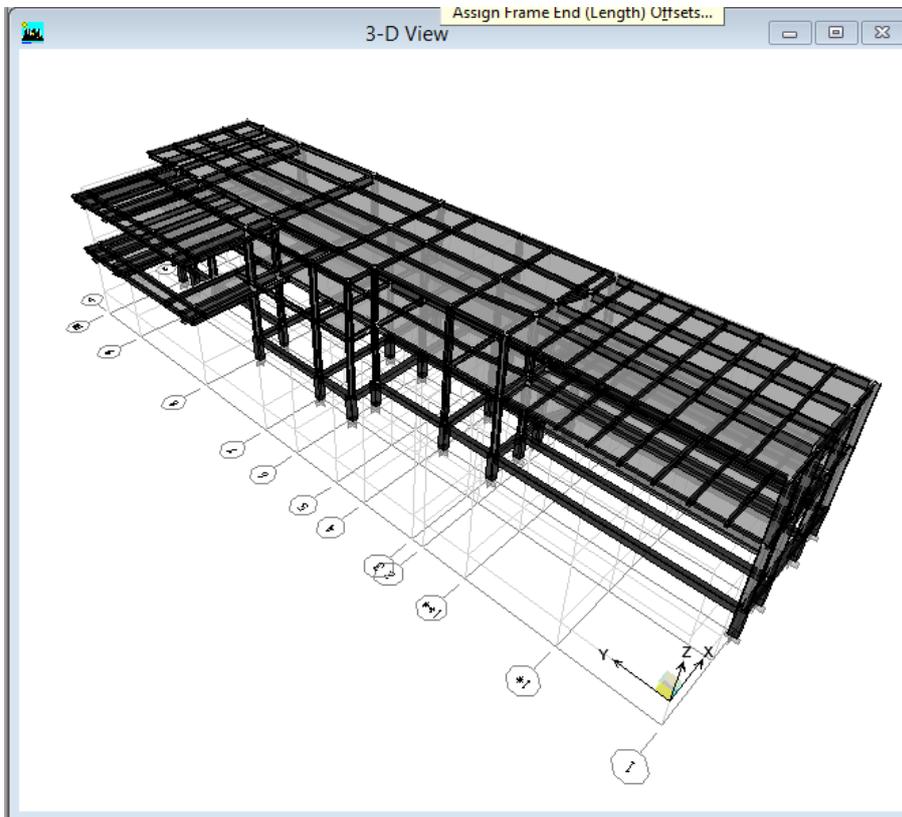
$$V = \frac{ISa(Ta)}{R \phi_P \phi_E} W$$

V=	16.600,50	kg
85%	14,11	Tn
80%	13,28	Tn

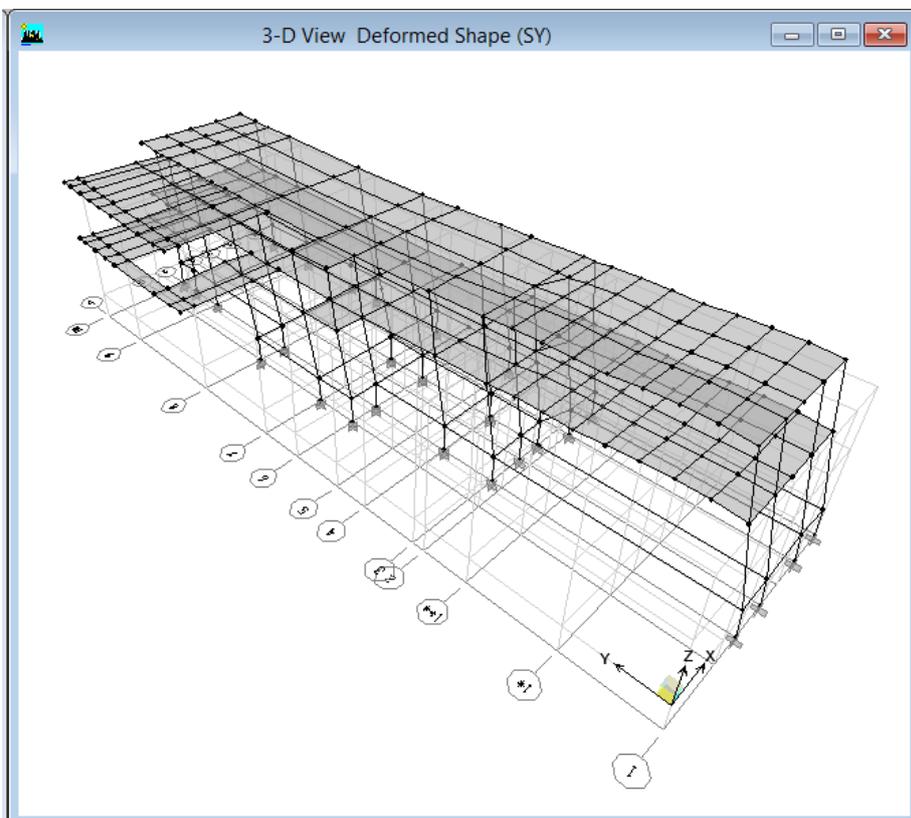
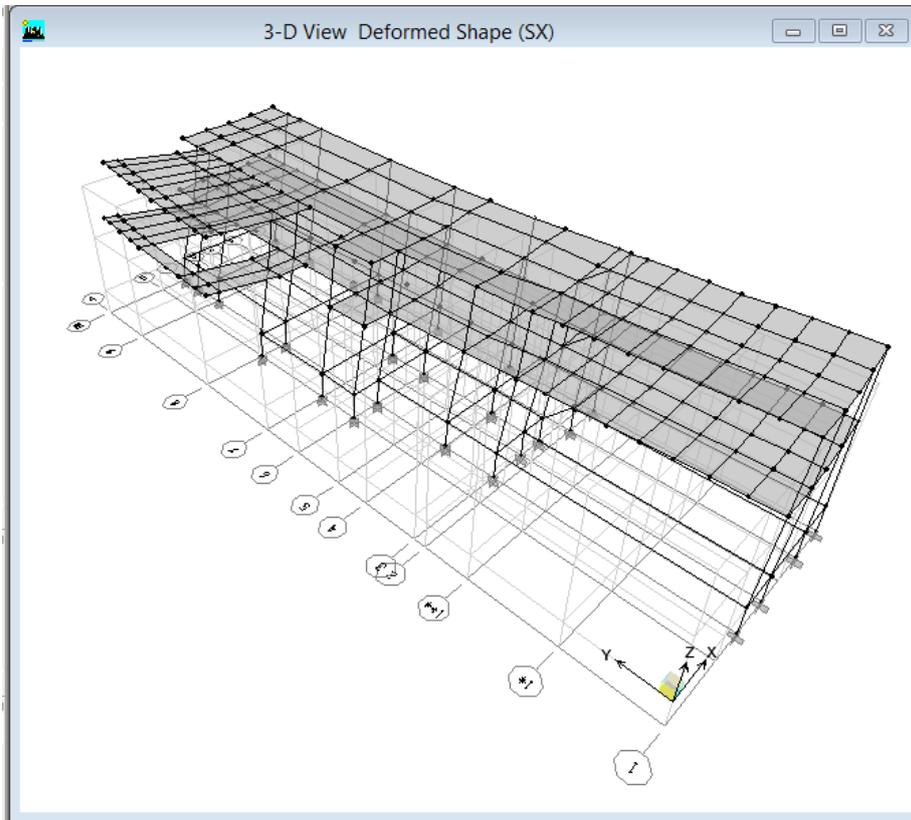




Universidad de Cuenca  
**3.9 MODELO 3D**



Universidad de Cuenca  
**3.10 DEFORMACIÓN SISMO**





Universidad de Cuenca

### 3.11 RESUMEN DE CÁLCULOS

#### 3.11.1 COMPROBACIÓN DE CORTANTE DINÁMICO >80% DEL CORTANTE BASAL ESTÁTICO

##### SUPPORT REACTIONS

STORY	POINT	LOAD	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
BASE	1	SX	835,36	84,29	546,49	94,656	1514,936	71,105
BASE	1	SY	200,99	433,39	2335,84	501,548	367,390	15,175
BASE	2	SX	830,56	153,28	840,36	196,556	1508,347	13,834
BASE	2	SY	199,37	502,04	892,73	640,575	365,881	4,454
BASE	3	SX	1122,60	70,40	1834,56	91,391	1821,126	37,027
BASE	3	SY	234,61	378,73	1212,98	490,090	383,776	13,175
BASE	4	SX	1101,40	166,85	2165,45	204,631	1813,656	14,089
BASE	4	SY	238,07	554,91	395,12	668,850	384,133	5,357
BASE	5	SX	1274,97	19,74	3570,18	75,274	1265,923	12,390
BASE	5	SY	186,55	112,26	415,15	407,578	184,293	10,723
BASE	6	SX	446,02	183,43	865,53	218,056	982,527	32,451
BASE	6	SY	64,28	596,73	119,07	709,006	142,517	9,165
BASE	7	SX	784,28	11,24	4457,83	77,686	1091,188	12,374
BASE	7	SY	115,83	31,68	550,05	309,573	159,054	9,568
BASE	8	SX	271,16	147,44	475,68	125,755	585,374	22,990
BASE	8	SY	50,03	583,39	396,26	507,831	105,953	10,189
BASE	9	SX	553,77	122,95	286,70	117,732	682,732	12,110
BASE	9	SY	96,03	775,17	866,34	734,381	122,973	10,458
BASE	10	SX	373,30	315,11	826,10	274,609	617,589	20,022
BASE	10	SY	71,56	996,01	159,85	888,341	113,694	5,268
BASE	11	SX	451,58	96,83	2273,98	106,834	614,441	10,397

Claudio Germán Coronel Urgilés



Universidad de Cuenca

BASE	11	SY	114,88	379,66	882,29	432,861	152,143	48,369
BASE	12	SX	697,05	154,72	1580,87	159,141	703,432	9,173
BASE	12	SY	167,61	857,31	417,07	875,839	171,241	39,655
BASE	13	SX	419,43	171,62	450,82	138,195	606,793	16,812
BASE	13	SY	104,53	1034,62	711,47	846,769	149,133	9,712
BASE	15	SX	343,23	262,05	898,24	207,843	649,439	17,943
BASE	15	SY	114,56	1430,50	793,25	1137,201	218,637	20,571
BASE	16	SX	543,17	224,27	699,54	170,647	718,364	12,399
BASE	16	SY	181,60	1340,32	969,75	1039,259	241,860	3,714
BASE	17	SX	293,51	67,77	1012,31	151,639	332,512	22,385
BASE	17	SY	118,49	385,88	638,82	836,675	128,713	69,140
BASE	18	SX	403,94	86,40	558,87	195,853	374,839	19,569
BASE	18	SY	152,02	555,01	232,21	1266,166	142,644	62,969
BASE	19	SX	360,72	76,23	343,36	91,336	360,688	22,515
BASE	19	SY	352,85	188,20	1048,01	579,103	195,553	26,467
BASE	20	SX	420,14	139,76	221,13	303,080	418,227	26,389
BASE	20	SY	165,28	663,16	1099,94	1324,053	203,368	47,670
BASE	21	SX	233,19	47,31	1563,30	248,566	352,432	17,546
BASE	21	SY	314,25	169,94	987,74	835,676	259,882	56,784
BASE	22	SX	241,66	396,10	336,39	332,197	634,057	13,612
BASE	22	SY	76,15	1232,83	182,43	1064,203	195,304	8,177
BASE	23	SX	468,74	79,69	1878,87	139,740	651,261	16,413
BASE	23	SY	202,96	377,72	870,38	768,820	284,776	44,355
BASE	24	SX	710,24	41,29	279,22	195,401	738,648	24,206
BASE	24	SY	308,85	262,71	778,76	1265,231	322,972	42,428
BASE	25	SX	717,29	88,73	488,66	304,101	741,474	18,666



Universidad de Cuenca

BASE	25	SY	314,17	318,17	879,00	1292,463	325,000	36,628
BASE	26	SX	462,98	78,76	1838,65	271,343	649,875	10,699
BASE	26	SY	200,05	237,85	1164,88	889,373	284,126	36,153
BASE	34	SX	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
BASE	34	SY	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
BASE	36	SX	661,44	116,36	760,84	106,716	1706,358	53,425
BASE	36	SY	153,42	646,09	1190,58	580,443	396,847	7,812



Universidad de Cuenca

### 3.12 Resumen de Cálculos con ETABS

#### Viga Eje D Tramo 7-8

Steel Stress Check Information AISC-LRFD93

AISC-LRFD93 STEEL SECTION CHECK Units: Kgf-m (Summary for Combo and Station) Units: Kgf-m

Level: 1PA Element: B264 Station Loc: 2,278 Section ID: I250X100X4X6  
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Compact

L=4,100  
 A=0,002 i22=1,001E-06 i33=2,236E-05 z22=3,095E-05 z33=2,030E-04  
 s22=2,003E-05 s33=1,789E-04 r22=0,022 r33=0,102  
 E=2,100E+10 fy=25310506,541  
 RLLF=1,000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 1,209 = 0,000 + 1,209 + 0,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Combo	DSTLS3	P	M33	M22	U2	U3
		0,066	2518,179	0,000	276,386	0,000

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1b)

	Pu Load	phi*Pnc Strength	phi*Pnt Strength
Axial	0,066	9202,816	49021,389

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cm Factor	B1 Factor	B2 Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Bending	2518,179	2083,684	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,136
Minor Bending	0,000	684,251	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	

SHEAR DESIGN

	Uu Force	Phi*Un Strength	Stress Ratio
Major Shear	276,386	13667,674	0,020
Minor Shear	0,000	13667,674	0,000

#### Viga eje D tramo 8-9

Steel Stress Check Information AISC-LRFD93

AISC-LRFD93 STEEL SECTION CHECK Units: Kgf-m (Summary for Combo and Station) Units: Kgf-m

Level: 1PA Element: B265 Station Loc: 2,373 Section ID: I250X150X4X8  
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Compact

L=5,220  
 A=0,003 i22=4,501E-06 i33=3,942E-05 z22=9,094E-05 z33=3,452E-04  
 s22=6,002E-05 s33=3,154E-04 r22=0,037 r33=0,109  
 E=2,100E+10 fy=25310506,541  
 RLLF=1,000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,806 = 0,000 + 0,806 + 0,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Combo	DSTLS3	P	M33	M22	U2	U3
		2,822	4423,203	0,000	-310,698	0,000

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1b)

	Pu Load	phi*Pnc Strength	phi*Pnt Strength
Axial	2,822	25522,869	75992,265

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cm Factor	B1 Factor	B2 Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Bending	4423,203	5489,061	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,136
Minor Bending	0,000	2050,720	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	

SHEAR DESIGN

	Uu Force	Phi*Un Strength	Stress Ratio
Major Shear	310,698	13667,674	0,023
Minor Shear	0,000	27335,347	0,000



Universidad de Cuenca

### Viga eje D tramo 9-9\*

Steel Stress Check Information AISC-LRFD93									
AISC-LRFD93 STEEL SECTION CHECK Units: Kgf-m (Summary for Combo and Station) Units: Kgf-m									
Level: 1PA Element: B266 Station Loc: 0,890 Section ID: I250X100X4X6									
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Compact									
L=1,780									
A=0,002 i22=1,001E-06 i33=2,236E-05 z22=3,095E-05 z33=2,030E-04									
s22=2,003E-05 s33=1,789E-04 r22=0,022 r33=0,102									
E=2,100E+10 fy=25310506,541									
RLLF=1,000									
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,092 = 0,000 + 0,092 + 0,000									
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS									
Combo	DSTLS3	P	M33	M22	U2	U3			
		35,772	413,318	0,000	0,000	0,000			
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1b)									
		Pu Load	phi*Pnc Strength	phi*Pnt Strength					
Axial		35,772	32688,813	49021,389					
		Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cn Factor	B1 Factor	B2 Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Bending		413,318	4504,834	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,136
Minor Bending		0,000	684,251	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	
SHEAR DESIGN									
		Uu Force	Phi*Un Strength	Stress Ratio					
Major Shear		0,000	13667,674	0,000					
Minor Shear		0,000	13667,674	0,000					

### Viga eje E tramo 8-9

Steel Stress Check Information AISC-LRFD93									
AISC-LRFD93 STEEL SECTION CHECK Units: Kgf-m (Summary for Combo and Station) Units: Kgf-m									
Level: 1PA Element: B249 Station Loc: 2,373 Section ID: I250X150X4X8									
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Compact									
L=5,220									
A=0,003 i22=4,501E-06 i33=3,942E-05 z22=9,094E-05 z33=3,452E-04									
s22=6,002E-05 s33=3,154E-04 r22=0,037 r33=0,109									
E=2,100E+10 fy=25310506,541									
RLLF=1,000									
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,839 = 0,000 + 0,839 + 0,000									
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS									
Combo	DSTLS3	P	M33	M22	U2	U3			
		18,745	4606,258	0,000	-323,556	0,000			
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1b)									
		Pu Load	phi*Pnc Strength	phi*Pnt Strength					
Axial		18,745	25522,869	75992,265					
		Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cn Factor	B1 Factor	B2 Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Bending		4606,258	5489,061	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,136
Minor Bending		0,000	2050,720	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	
SHEAR DESIGN									
		Uu Force	Phi*Un Strength	Stress Ratio					
Major Shear		323,556	13667,674	0,024					
Minor Shear		0,000	27335,347	0,000					



Universidad de Cuenca

### Viga eje e tramo 9-9\*

Steel Stress Check Information AISC-LRFD93									
File									
AISC-LRFD93 STEEL SECTION CHECK Units: Kgf-m (Summary for Combo and Station) Units: Kgf-m									
Level: 1PA Element: B250 Station Loc: 0,890 Section ID: I250X100X4X6									
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Compact									
L=1,780									
A=0,002 i22=1,001E-06 i33=2,236E-05 z22=3,095E-05 z33=2,030E-04									
s22=2,003E-05 s33=1,789E-04 r22=0,022 r33=0,102									
E=2,100E+10 Fy=25310506,541									
RLLF=1,000									
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,096 = 0,000 + 0,096 + 0,000									
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS									
		P	M33	M22	U2	U3			
Combo	DSTLS3	35,637	430,503	0,000	0,000	0,000			
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1b)									
		Pu Load	phi*Pnc Strength	phi*Pnt Strength					
Axial		35,637	32688,813	49021,389					
		Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cn Factor	B1 Factor	B2 Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Bending		430,503	4504,834	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,136
Minor Bending		0,000	684,251	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	
SHEAR DESIGN									
		Uu Force	Phi*Un Strength	Stress Ratio					
Major Shear		0,000	13667,674	0,000					
Minor Shear		0,000	13667,674	0,000					

### Viga eje f tramo 7-8

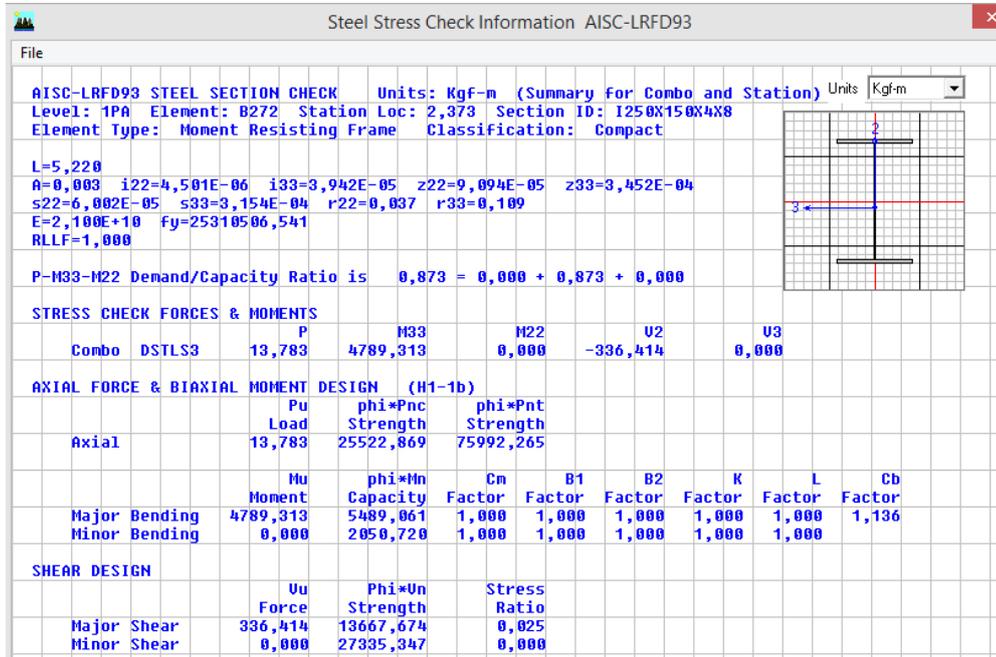
Steel Stress Check Information AISC-LRFD93									
File									
AISC-LRFD93 STEEL SECTION CHECK Units: Kgf-m (Summary for Combo and Station) Units: Kgf-m									
Level: 1PA Element: B272 Station Loc: 2,373 Section ID: I250X150X4X8									
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Compact									
L=5,220									
A=0,003 i22=4,501E-06 i33=3,942E-05 z22=9,094E-05 z33=3,452E-04									
s22=6,002E-05 s33=3,154E-04 r22=0,037 r33=0,109									
E=2,100E+10 Fy=25310506,541									
RLLF=1,000									
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,873 = 0,000 + 0,873 + 0,000									
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS									
		P	M33	M22	U2	U3			
Combo	DSTLS3	13,783	4789,313	0,000	-336,414	0,000			
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1b)									
		Pu Load	phi*Pnc Strength	phi*Pnt Strength					
Axial		13,783	25522,869	75992,265					
		Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cn Factor	B1 Factor	B2 Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Bending		4789,313	5489,061	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,136
Minor Bending		0,000	2050,720	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	
SHEAR DESIGN									
		Uu Force	Phi*Un Strength	Stress Ratio					
Major Shear		336,414	13667,674	0,025					
Minor Shear		0,000	27335,347	0,000					

Claudio Germán Coronel Urgilés

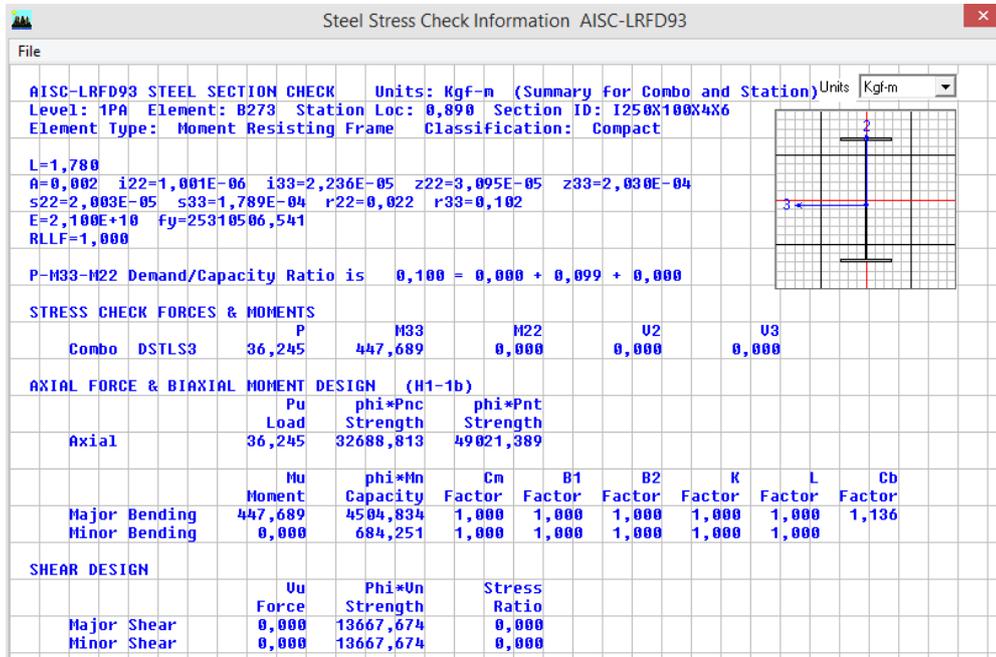


Universidad de Cuenca

### Viga eje f tramo 8-9



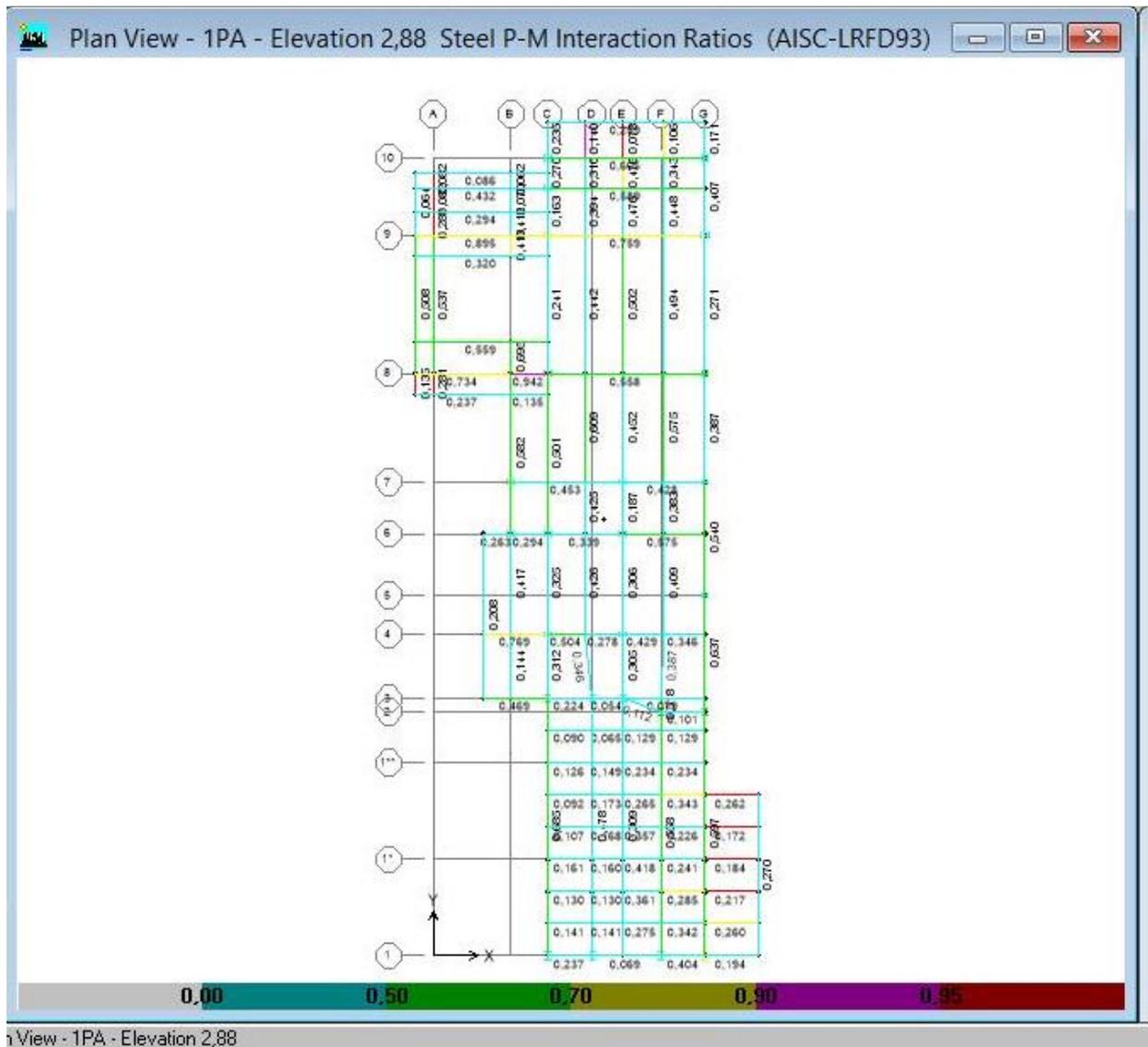
### Viga eje f tramo 9-9\*



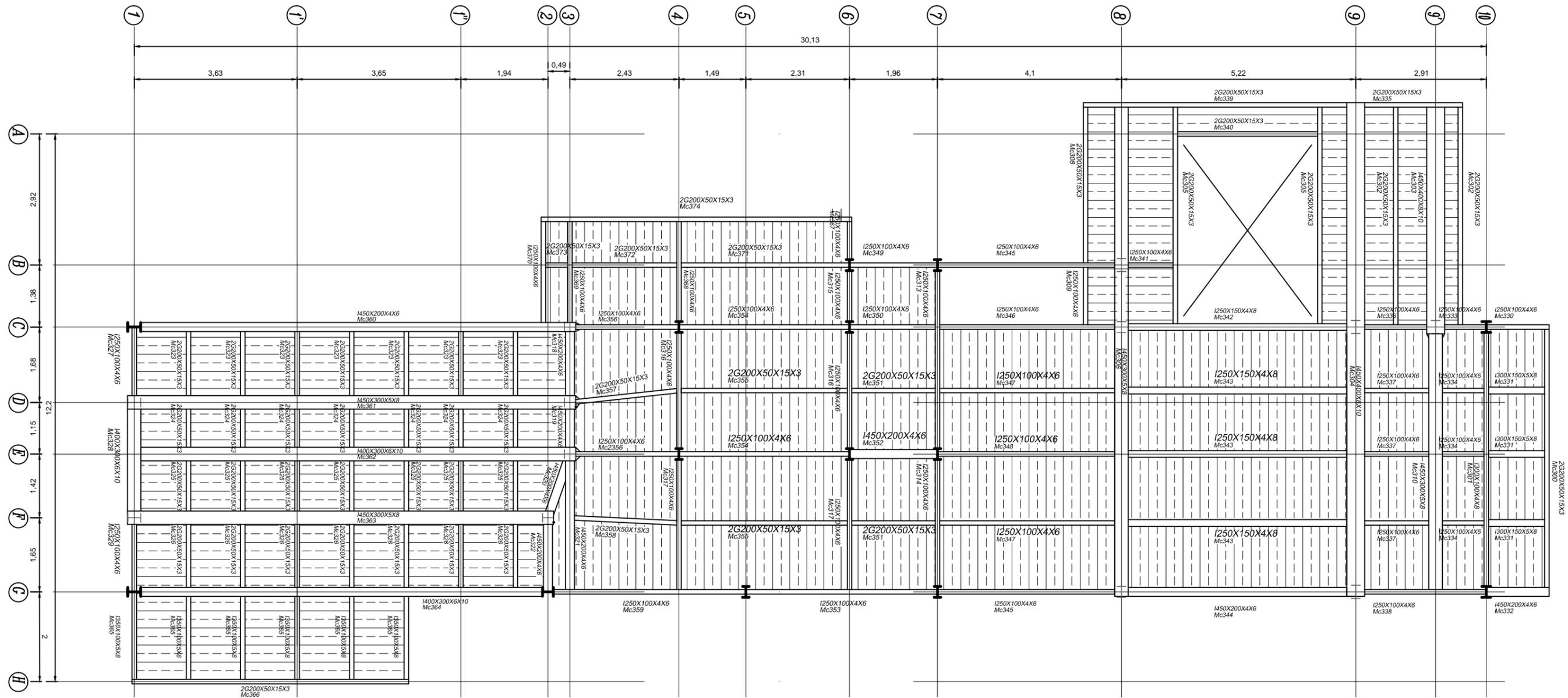


Universidad de Cuenca

### 3.13 DISEÑO DE ENTREPISO CON ETABS (SECCIONES NO MIXTAS)



### 3.14 Resumen de secciones diseñadas con ETABS (Secciones NO mixtas)





Universidad de Cuenca

### 3.15 DISEÑO DE SECCIONES MIXTAS

#### Tramo 7-8

#### PREDISEÑO Y UBICACIÓN DEL EJE NEUTRO PLASTICO

SECCIONES COMPLETAMENTE COMPUESTAS

Ing. German Coronel U

Modulo de sección plástica  $Z_x$

Momento Ultimo ETABS

$M_u$  (kg\*cm)= 272831

$V_u$  (Kg)= 299,43

Fy del Perfil

$F_y$ (kg/cm<sup>2</sup>)= 2530

$E_s$ (Kg/cm<sup>2</sup>)= 2,10E+06

$Z_x$ (cm<sup>3</sup>)= 126,87

**Perfil** I200\*100\*5\*5

Área Perfil  $A_s$

$A_s$ (cm<sup>2</sup>)= 19,5

Peso (kg/m)= 15,3

Fy del Perfil

$F_y$ (kg/cm<sup>2</sup>)= 2530

$F_u$ (kg/cm<sup>2</sup>)= 4220

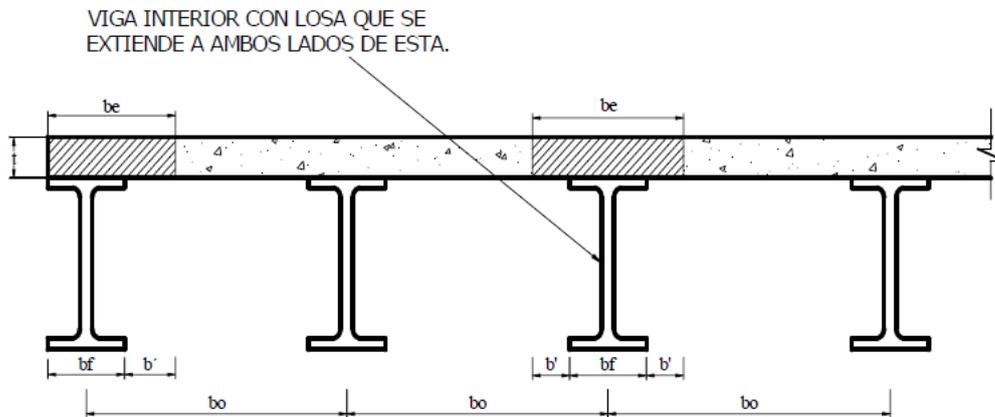
**Hormigón**

$f'_c$ (kg/cm<sup>2</sup>)= 210

Viga exterior 0, Viga interior 1

Viga (0,1)= 1

#### Cálculo de ancho efectivo del ala





Universidad de Cuenca

Ancho del ala

$$bf(\text{cm}) = 10$$

Altura del perfil

$$d(\text{cm}) = 20$$

Espesor del ala

$$tf(\text{cm}) = 0,5$$

Espesor del alma

$$tw(\text{cm}) = 0,5$$

Inercia del perfil

$$I(\text{cm}^4) = 1240$$

Vigas de borde

$$1/8 L = 51,25$$

$$b0/2 = 82,5$$

$$d/2 + t = 20$$

$$be(\text{cm}) = 20$$

Separación entre vigas

$$bo(\text{cm}) = 165$$

Espesor Total de la losa

$$t(\text{cm}) = 10$$

Luz libre de la viga

$$L(\text{cm}) = 410$$

Distancia entre alas (De Tabla)

$$h(\text{cm}) = 19$$

Vigas centrales

$$L/4(\text{cm}) = 102,5$$

$$bo(\text{cm}) = 165$$

$$be(\text{cm}) = 102,5$$

$$be(\text{cm}) = 102,5$$

Altura de la distribución equivalente de esfuerzos de Whitney

$$a(\text{cm}) = 2,7$$

El ENP se localiza en la losa

$$C(\text{kg}) = 195612,5$$

$$T(\text{kg}) = 36685$$

**El ENP se localiza en la losa**



Universidad de Cuenca

**Diseño de Vigas I Secundarias para losas Steel Deck**

SECCIONES COMPLETAMENTE COMPUESTAS

Ing. Germán Coronel U

**Perfil de ala compacta**

**b/t= 10**

**Perfil de alma compacta**

**h/tw= 38**

**Caso 1:**

El ENP se localiza en la Losa

$$M_n = M_p = A_s F_y \left( \frac{d}{2} + h_r + t_c - \frac{a}{2} \right)$$

**Caso 2:**

El ENP se localiza en al Ala

$$M_p = M_n = 0.85 f' c b_e t_c \left( \frac{t_c}{2} + h_r + \bar{y} \right) + 2 F_y b_f \bar{y} \left( \frac{\bar{y}}{2} \right) + F_y (A_s) \left( \frac{d}{2} - \bar{y} \right)$$

**Caso 3:**

El ENP se localiza en el Alma

$$M_p = M_n = C_c \left( \bar{y} + h_r + \frac{t_c}{2} \right) + C_p \left( \bar{y} - \frac{t_f}{2} \right) + C_a \left( \frac{\bar{y} - t_f}{2} \right) + T \left( \frac{d}{2} - \bar{y} \right)$$

El ENP se localiza en la losa

<b>Ingreso Caso:</b>	1	<b>M<sub>p</sub>=M<sub>n</sub>(T-m)=</b>	8,76	0
hr deck (cm)=	5,5			
Wr deck (cm)=	13,5			



**ØM<sub>n</sub> (T\*m)= 7,45**

**M<sub>u</sub> (T\*m)= 2,72831**

El perfil trabaja al **37%**



Universidad de Cuenca

**REVISIÓN DEL CORTANTE**

**ØV (T)= 12,98**

**Vu (T)= 0,29943**

**CUMPLE POR CORTANTE**

**DISEÑO DE LOS CONECTORES DE CORTANTE**

As Fy (kg)= 49335

0,85f'c a be (kg)= 82333,125

**Vh (kg)= 49335**

Diámetro máximo de conector 2,5 tf (cm)=

**1,25**

**RESISTENCIA NOMINAL AL CORTANTE Qn, ( Ton. ).**

Resistencia a la Compresión del Concreto f'c ( kg/cm <sup>2</sup> )	Concreto de peso normal (2400 kg/m <sup>3</sup> )			
	Diámetro Nominal de Conectores de Cortante, mm.			
	13	16	19	22
210	4.24	6.63	9.53	12.98
250	4.77	7.45	10.71	14.57
280	5.27	8.22	11.85	16.12
320	5.36	8.35	12.03	16.39
350	5.36	8.35	12.03	16.39
Longitud mínima de Conector, mm.	<b>50</b>	<b>65</b>	<b>76</b>	<b>90</b>

Escoger un diámetro menor al máximo d(cm)=

**1,3**

Asc(cm2)= 1,33

L min conect tabla(cm)=

**5**

Factor de reducción de resistencia de conector

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_{sc} F_u$$

Rg= **1**

Rp= **0,75**

**Qn(kg)= 4340,6**

**Rg Rp AscFu(kg)= 4209,45**

**Qn(kg)= 4209,45**

Número de conectores entre el extremo de la viga y el centro

**N= 12**

**Ntotal= 24** Conectores

Número de Nervios de la placa colaborante para esta viga

**12**

**Sección Parcialmetne Mixta, Recalcular Mn**



Universidad de Cuenca

Diseño de Vigas I Secundarias para losas Steel Deck

SECCIONES PARCIALMENTE COMPUESTAS

Ing. Germán Coronel U

Ingrese resistencia de los conectores, use tabla anterior (T): 4,24

Ingrese el # de conectores : 6 OK

$\Sigma Qn(Kg)=$  25440

SECCIÓN PARCIALMENTE COMPUESTA OK

**Caso 1:**

El ENP se localiza en al Ala

$$M_p = M_n = \sum Qn \left( t_c + hr - \frac{a}{2} + \bar{y} \right) + 2F_y b_f \bar{y} \left( \frac{\bar{y}}{2} \right) + F_y A_s \left( \frac{d}{2} - \bar{y} \right)$$

**Caso 2:**

El ENP se localiza en el Alma

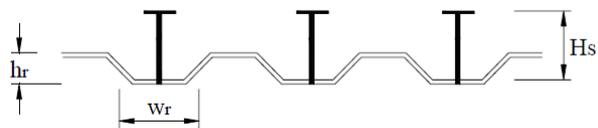
$$M_p = M_n = C_c \left( t_c + hr - \frac{a}{2} + \bar{y} \right) + C_p \left( \bar{y} - \frac{t_f}{2} \right) + C_a \left( \frac{\bar{y} - t_f}{2} \right) + T \left( \frac{d}{2} - \bar{y} \right)$$

Altura del la distribución equivalente de esfuerzos de Whitney

a (cm)=	1,39044886	El ENP se localiza en el Perfil
C (kg)=	38090	T (kg)= 36685

**El ENP se localiza en el Ala**

Ingrese Caso:	1	$M_p=M_n(T-m)=$	7,24
hr deck (cm)=	3,81		
Wr deck (cm)=	5,4		



$\phi M_n (T*m)=$	6,15	$M_u (T*m)=$	2,72831
-------------------	------	--------------	---------

El perfil trabaja al **44%**



**CÁLCULO DE DEFLEXIONES**  
**Ing. Germán Coronel U**

<b>CALCULO DE CARGA MUERTA STEEL DECK</b>	
<b>DATOS:</b>	
h losa asumi	5
<b>RESULTADOS:</b>	
Peso Hormigón=	204 Kg/m <sup>2</sup>
Peso Placa=	7,6 Kg/m <sup>2</sup>
P.P. Alisado y cielo raso=	95,0 Kg/m <sup>2</sup>
Acabado de piso=	18,0 Kg/m <sup>2</sup>
<b>TOTAL</b>	<b>324,6 Kg/m<sup>2</sup></b>
<b>CM=</b>	<b>324,58 Kg/m<sup>2</sup></b>
CV=	200 Kg/m <sup>2</sup>

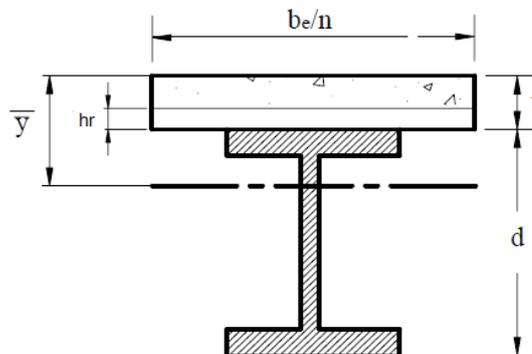
**ETAPA DE CONSTRUCCIÓN**

CM(Kg/m)=	217	Peso del perfil (Kg/m)=	15,3
Carga de construcción (kg/m)	240		

**CÁLCULO DE LA DEFLEXION INMEDIATA ΔT**

Δ1(Cm)=	0,33	Δ2(Cm)=	0,34
<b>ΔT(cm)= 0,67</b>			

**ETAPA DE FUNCIONAMIENTO**



Razón Modular $n =$	10,4	Ancho efectivo (cm)=	9,86
---------------------	------	----------------------	------



Universidad de Cuenca

**CÁLCULO DE EJE NEUTRO Y MOMENTO DE INERCIA**

ELEMENTO	A(cm2)	Y(cm)	AY	I(cm4)	d (cm)	I+Ad2
Losa	44,37	2,25	99,83	74,88	5,42	1378,31
Perfil	19,5	20	390,00	1240	12,33	4204,56
	63,87		489,83		I'tr(cm4)=	5582,87

$$\bar{y} = \frac{\sum Ay}{\sum A} = 7,67 \quad I_{eff} = I_s + \sqrt{\frac{\sum Q_n}{C_f}} (I_{tr} - I_s) \quad I_{eff}(cm4) = 3298,3$$

Carga de Mampostería (kg/m)=	180	Cv kg/m=	205
$\Delta 3(Cm) =$	0,1	$\Delta 4(Cm) =$	0,11

**CÁLCULO DE LA DEFLEXION A LARGO PLAZO POR FLUJO PLASTICO DEL HORMIGÓN**

Razón Modular $2n =$	20,8	Ancho efectivo (cm)=	4,93
----------------------	------	----------------------	------

**CÁLCULO DE EJE NEUTRO Y MOMENTO DE INERCIA**

ELEMENTO	A(cm2)	Y(cm)	AY	I(cm4)	d (cm)	I+Ad2
Losa	30,52	2,25	68,66	37,44	6,92	1498,77
Perfil	19,5	20	390,00	1240	10,83	3527,13
	50,02		458,66		I'tr(cm4)=	5025,9

$$\bar{y} = \frac{\sum Ay}{\sum A} = 9,17 \quad I_{eff} = I_s + \sqrt{\frac{\sum Q_n}{C_f}} (I_{tr} - I_s) \quad I_{eff}(cm4) = 3034,33$$

Carga de Mampostería (kg/m)=	180
$\Delta 5(Cm) =$	0,06

**RESUMEN:**

Deflexión inmediata etapa de construcción (cm)=	0,67
Deflexión a corto plazo por mamposterías (cm)=	0,43
Deflexión a corto plazo Etapa de Funcionamiento (cm)=	0,54
Deflexión a largo Plazo (cm)=	0,5
Deflexión Admisible L/240 (cm)=	1,71

**DEFLEXION MENOR A LA MÁXIMA OK**



Universidad de Cuenca  
Tramo 8-9

## PREDISEÑO Y UBICACIÓN DEL EJE NEUTRO PLASTICO

SECCIONES COMPLETAMENTE COMPUESTAS

Ing. German Coronel U

Modulo de sección plástico  $Z_x$

Momento Ultimo ETABS

$M_u$  (kg\*cm)= 478931

$V_u$  (Kg)= 336,41

$Z_x$ (cm<sup>3</sup>)= 222,71

Fy del Perfil

$F_y$ (kg/cm<sup>2</sup>)= 2530

$E_s$ (Kg/cm<sup>2</sup>)= 2,10E+06

**Perfil** 1200\*100\*8\*5

Área Perfil  $A_s$

$A_s$ (cm<sup>2</sup>)= 25,2

Peso (kg/m)= 19,8

Fy del Perfil

$F_y$ (kg/cm<sup>2</sup>)= 2530

$F_u$ (kg/cm<sup>2</sup>)= 4220

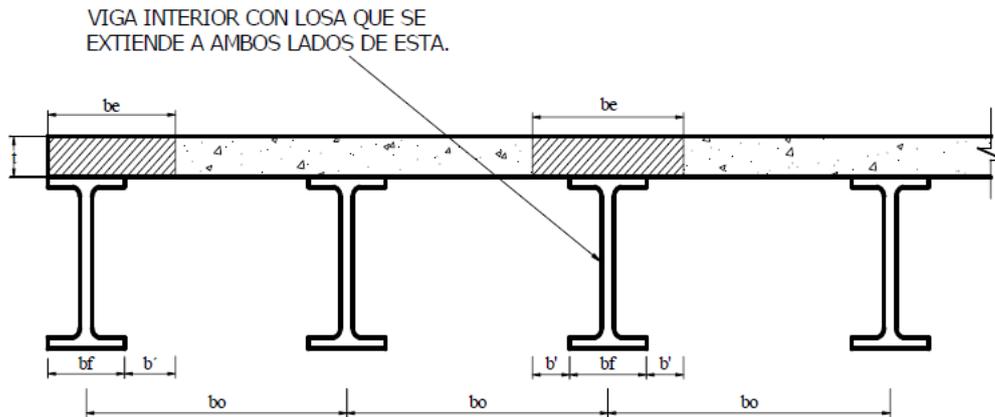
**Hormigón**

$f'c$ (kg/cm<sup>2</sup>)= 210

Viga exterior 0, Viga interior 1

Viga (0,1)= 1

### Cálculo de ancho efectivo del ala





Universidad de Cuenca

Ancho del ala

$$bf(\text{cm}) = 10$$

Altura del perfil

$$d(\text{cm}) = 20$$

Espesor del ala

$$tf(\text{cm}) = 0,8$$

Espesor del alma

$$tw(\text{cm}) = 0,5$$

Inercia del perfil

$$I(\text{cm}^4) = 1730$$

Vigas de borde

$$1/8 L = 65,25$$

$$b0/2 = 82,5$$

$$d/2 + t = 20$$

$$be(\text{cm}) = 20$$

$$be(\text{cm}) = 130,5$$

Separación entre vigas

$$bo(\text{cm}) = 165$$

Espesor Total de la losa

$$t(\text{cm}) = 10$$

Luz libre de la viga

$$L(\text{cm}) = 522$$

Distancia entre alas (De Tabla)

$$h(\text{cm}) = 18,4$$

Vigas centrales

$$L/4(\text{cm}) = 130,5$$

$$bo(\text{cm}) = 165$$

$$be(\text{cm}) = 130,5$$

Altura de la distribución equivalente de esfuerzos de Whitney

$$a(\text{cm}) = 2,74$$

El ENP se localiza en la losa

$$C(\text{kg}) = 253182,5$$

$$T(\text{kg}) = 43516$$

**El ENP se localiza en la losa**



Universidad de Cuenca

## Diseño de Vigas I Secundarias para losas Steel Deck

SECCIONES COMPLETAMENTE COMPUESTAS

Ing. Germán Coronel U

**Perfil de ala compacta**

**Perfil de alma compacta**

**b/t=** 6,25

**h/tw=** 36,8

**Caso 1:**

El ENP se localiza en la **Losa**

$$M_n = M_p = A_s F_y \left( \frac{d}{2} + h_r + t_c - \frac{a}{2} \right)$$

**Caso 2:**

El ENP se localiza en al **Ala**

$$M_p = M_n = 0.85 f'_c b_{stc} \left( \frac{t_c}{2} + h_r + \bar{y} \right) + 2 F_y b_f \bar{y} \left( \frac{\bar{y}}{2} \right) + F_y (A_s) \left( \frac{d}{2} - \bar{y} \right)$$

**Caso 3:**

El ENP se localiza en el **Alma**

$$M_p = M_n = C_c \left( \bar{y} + h_r + \frac{t_c}{2} \right) + C_p \left( \bar{y} - \frac{t_f}{2} \right) + C_a \left( \frac{\bar{y} - t_f}{2} \right) + T \left( \frac{d}{2} - \bar{y} \right)$$

El ENP se localiza en la losa

**Ingreso Caso:**

1

**M<sub>p</sub>=M<sub>n</sub>(T-m)=**

11,32

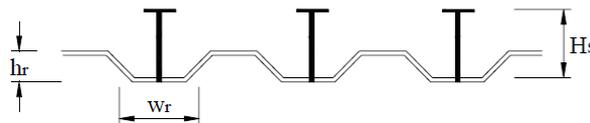
0

hr deck (cm)=

5,5

Wr deck (cm)=

13,5



**ØM<sub>n</sub> (T\*m)=**

9,62

**M<sub>u</sub> (T\*m)=**

4,78931

El perfil trabaja al

**50%**



Universidad de Cuenca

**REVISIÓN DEL CORTANTE**

$\phi V (T) = 12,57$

$V_u (T) = 0,33641$

**CUMPLE POR CORTANTE**

**DISEÑO DE LOS CONECTORES DE CORTANTE**

As Fy (kg) = 63756

0,85f'ca be (kg) = 104824,125

**Vh (kg) = 63756**

Diámetro máximo de conector 2,5 tf (cm) =

**2**

**RESISTENCIA NOMINAL AL CORTANTE Qn, ( Ton. ).**

Resistencia a la Compresión del Concreto f'c ( kg/cm <sup>2</sup> )	Concreto de peso normal (2400 kg/m <sup>3</sup> )			
	Diámetro Nominal de Conectores de Cortante, mm.			
	13	16	19	22
210	4.24	6.63	9.53	12.98
250	4.77	7.45	10.71	14.57
280	5.27	8.22	11.85	16.12
320	5.36	8.35	12.03	16.39
350	5.36	8.35	12.03	16.39
Longitud mínima de Conector, mm.	<b>50</b>	<b>65</b>	<b>76</b>	<b>90</b>

Escoger un diámetro menor al máximo d(cm) =

**1,9**

Asc(cm<sup>2</sup>) = 2,84

L min conect tabla(cm) =

**7,6**

Factor de reducción de resistencia de conector

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_{sc} F_u$$

Rg =

**1**

Rp =

**0,75**

**Qn(kg) = 9268,66**

**Rg Rp AscFu(kg) = 8988,6**

**Qn(kg) = 8988,6**

Número de conectores entre el extremo de la viga y el centro

**N = 7**

**Ntotal = 14**

Conectores

Número de Nervios de la placa colaborante para esta viga

**16**

**Sección completamente Mixta se Acepta el Perfil**



Universidad de Cuenca

## Diseño de Vigas I Secundarias para losas Steel Deck

### SECCIONES PARCIALMENTE COMPUESTAS

Ing. Germán Coronel U

Ingrese resistencia de los conectores, use tabla anterior (T): **9,53**

Ingrese el # de conectores : **7** OK

$\Sigma Qn(\text{Kg}) =$  **66710**

NO CUMPLE COMO SECCIÓN PARCIALMENTE COMPUESTA REVISAR

#### Caso 1:

El ENP se localiza en al Ala

$$M_p = M_n = \Sigma Qn \left( t_c + hr - \frac{a}{2} + \bar{y} \right) + 2F_y b_f \bar{y} \left( \frac{\bar{y}}{2} \right) + F_y A_s \left( \frac{d}{2} - \bar{y} \right)$$

#### Caso 2:

El ENP se localiza en el Alma

$$M_p = M_n = C_c \left( t_c + hr - \frac{a}{2} + \bar{y} \right) + C_p \left( \bar{y} - \frac{t_f}{2} \right) + C_a \left( \frac{\bar{y} - t_f}{2} \right) + T \left( \frac{d}{2} - \bar{y} \right)$$

Altura del la distribución equivalente de esfuerzos de Whitney

**a (cm) = 2,86379686**

El ENP se localiza en el Perfil

**C (kg) = 86950**

**T (kg) = 43516**

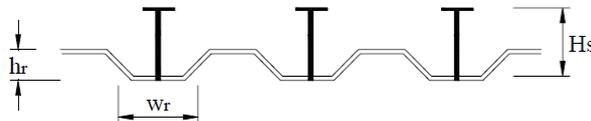
**El ENP se localiza en el Ala**

Ingrese Caso: **1**

**M<sub>p</sub> = M<sub>n</sub>(T-m) = 12,09**

hr deck (cm) = **3,81**

Wr deck (cm) = **5,4**



**ØM<sub>n</sub> (T\*m) = 10,28**

**M<sub>u</sub> (T\*m) = 4,78931**

El perfil trabaja al **47%**



**CÁLCULO DE DEFLEXIONES**

Ing. Germán Coronel U

<b>CALCULO DE CARGA MUERTA STEEL DECK</b>	
<b>DATOS:</b>	
h losa asumi	5
<b>RESULTADOS:</b>	
Peso Hormigón=	204 Kg/m <sup>2</sup>
Peso Placa=	7,6 Kg/m <sup>2</sup>
P.P. Alisado y cielo raso=	95,0 Kg/m <sup>2</sup>
Acabado de piso=	18,0 Kg/m <sup>2</sup>
<b>TOTAL</b>	<b>324,6 Kg/m<sup>2</sup></b>
<b>CM=</b>	<b>324,58 Kg/m<sup>2</sup></b>
CV=	200 Kg/m <sup>2</sup>

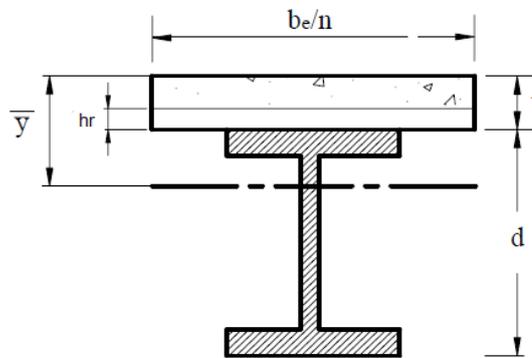
**ETAPA DE CONSTRUCCIÓN**

CM(Kg/m)=	276	Peso del perfil (Kg/m)=	19,8
Carga de construcción (kg/m)	240		

**CÁLCULO DE LA DEFLEXION INMEDIATA ΔT**

Δ1(Cm)=	0,79	Δ2(Cm)=	0,64
<b>ΔT(cm)= 1,43</b>			

**ETAPA DE FUNCIONAMIENTO**



Razón Modular $n =$	10,4	Ancho efectivo (cm)=	12,55
---------------------	------	----------------------	-------



Universidad de Cuenca

**CÁLCULO DE EJE NEUTRO Y MOMENTO DE INERCIA**

ELEMENTO	A(cm2)	Y(cm)	AY	I(cm4)	d (cm)	I+Ad2
Losa	56,48	2,25	127,07	95,31	5,48	1791,28
Perfil	25,2	20	504,00	1730	12,27	5523,93
	81,68		631,07		I'tr(cm4)=	7315,21

$$\bar{y} = \frac{\sum Ay}{\sum A} = 7,73 \quad I_{eff} = I_s + \sqrt{\frac{\sum Q_n}{C_f}} (I_{tr} - I_s) \quad I_{eff}(cm4) = 5528,96$$

Carga de Mampostería (kg/m)=	180	Cv kg/m=	261
$\Delta 3(Cm)=$	0,15	$\Delta 4(Cm)=$	0,22

**CÁLCULO DE LA DEFLEXION A LARGO PLAZO POR FLUJO PLASTICO DEL HORMIGÓN**

Razón Modular $2n =$	20,8	Ancho efectivo (cm)=	6,27
----------------------	------	----------------------	------

**CÁLCULO DE EJE NEUTRO Y MOMENTO DE INERCIA**

ELEMENTO	A(cm2)	Y(cm)	AY	I(cm4)	d (cm)	I+Ad2
Losa	38,81	2,25	87,33	47,62	6,99	1943,94
Perfil	25,2	20	504,00	1730	10,76	4647,6
	64,01		591,33		I'tr(cm4)=	6591,54

$$\bar{y} = \frac{\sum Ay}{\sum A} = 9,24 \quad I_{eff} = I_s + \sqrt{\frac{\sum Q_n}{C_f}} (I_{tr} - I_s) \quad I_{eff}(cm4) = 5036,74$$

Carga de Mampostería (kg/m)=	180
$\Delta 5(Cm)=$	0,13

**RESUMEN:**

Deflexión inmediata etapa de construcción (cm)=	1,43
Deflexión a corto plazo por mamposterías (cm)=	0,94
Deflexión a corto plazo Etapa de Funcionamiento (cm)=	1,16
Deflexión a largo Plazo (cm)=	1,14
Deflexión Admisible L/240 (cm)=	2,18

**DEFLEXION MENOR A LA MÁXIMA OK**



Universidad de Cuenca  
Tramo 9-9\*

## PREDISEÑO Y UBICACIÓN DEL EJE NEUTRO PLÁSTICO

SECCIONES COMPLETAMENTE COMPUESTAS

Ing. German Coronel U

Módulo de sección plástico  $Z_x$

Momento Ultimo ETABS

$M_u$  (kg\*cm)=

43050

$V_u$  (Kg)=

0

Fy del Perfil

Fy(kg/cm2)=

2530

Es(Kg/cm2)=

2,10E+06

$Z_x$ (cm3)= 20,02

**Perfil**

I200\*100\*5\*5

Área Perfil  $A_s$

$A_s$ (cm2)=

19,5

Peso (kg/m)=

15,3

Fy del Perfil

Fy(kg/cm2)=

2530

Fu(kg/cm2)=

4220

**Hormigón**

$f'_c$ (kg/cm2)=

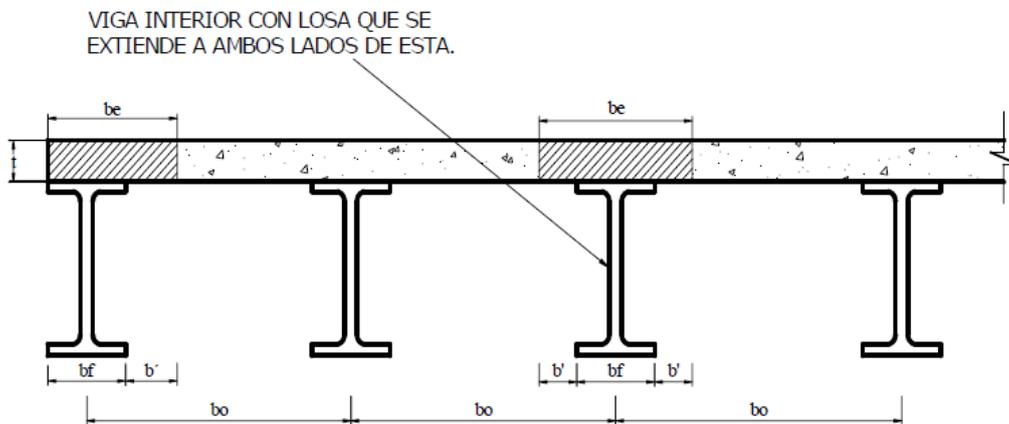
210

Viga exterior 0, Viga interior 1

Viga (0,1)=

1

**Cálculo de ancho efectivo del ala**





Universidad de Cuenca

Ancho del ala

$$bf(\text{cm}) = 10$$

Altura del perfil

$$d(\text{cm}) = 20$$

Espesor del ala

$$tf(\text{cm}) = 0,5$$

Espesor del alma

$$tw(\text{cm}) = 0,5$$

Inercia del perfil

$$I(\text{cm}^4) = 1240$$

Vigas de borde

$$1/8 L = 14,125$$

$$b0/2 = 82,5$$

$$d/2 + t = 20$$

$$be(\text{cm}) = 14,125$$

$$be(\text{cm}) = 28,25$$

Separación entre vigas

$$bo(\text{cm}) = 165$$

Espesor Total de la losa

$$t(\text{cm}) = 10$$

Luz libre de la viga

$$L(\text{cm}) = 113$$

Distancia entre alas (De Tabla)

$$h(\text{cm}) = 19$$

Vigas centrales

$$L/4(\text{cm}) = 28,25$$

$$bo(\text{cm}) = 165$$

$$be(\text{cm}) = 28,25$$

Altura de la distribución equivalente de esfuerzos de Whitney

$$a(\text{cm}) = 9,78$$

El ENP se localiza en la losa

$$C(\text{kg}) = 63076,25$$

$$T(\text{kg}) = 36685$$

**El ENP se localiza en la losa**



Universidad de Cuenca

## Diseño de Vigas I Secundarias para losas Steel Deck

SECCIONES COMPLETAMENTE COMPUESTAS

Ing. Germán Coronel U

**Perfil de ala compacta**

**Perfil de alma compacta**

b/t= 10

h/tw= 38

**Caso 1:**

El ENP se localiza en la **Losa**

$$M_n = M_p = A_s F_y \left( \frac{d}{2} + h_r + t_c - \frac{a}{2} \right)$$

**Caso 2:**

El ENP se localiza en al **Ala**

$$M_p = M_n = 0.85 f' c b_{\text{etc}} \left( \frac{t_c}{2} + h_r + \bar{y} \right) + 2 F_y b_f \bar{y} \left( \frac{\bar{y}}{2} \right) + F_y (A_s) \left( \frac{d}{2} - \bar{y} \right)$$

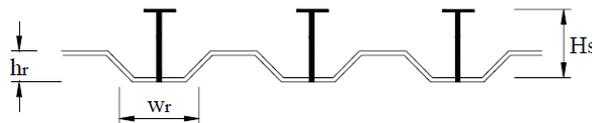
**Caso 3:**

El ENP se localiza en el **Alma**

$$M_p = M_n = C_c \left( \bar{y} + h_r + \frac{t_c}{2} \right) + C_p \left( \bar{y} - \frac{t_f}{2} \right) + C_a \left( \frac{\bar{y} - t_f}{2} \right) + T \left( \frac{d}{2} - \bar{y} \right)$$

El ENP se localiza en la losa

<b>Ingreso Caso:</b>	1	<b>Mp=Mn(T-m)=</b>	8,76	0
hr deck (cm)=	5,5			
Wr deck (cm)=	13,5			



**ØMn (T\*m)= 7,45**

**Mu (T\*m)= 0,4305**

El perfil trabaja al **6%**



Universidad de Cuenca

**REVISIÓN DEL CORTANTE**

$\phi V (T) = 12,98$

$V_u (T) = 0$

**CUMPLE POR CORTANTE**

**DISEÑO DE LOS CONECTORES DE CORTANTE**

As Fy (kg) = 49335

0,85f'ca be (kg) = 22691,8125

$V_h (kg) = 22691,8$

Diametro máximo de conector 2,5 tf (cm) =

**1,25**

**RESISTENCIA NOMINAL AL CORTANTE Qn, ( Ton. ).**

Resistencia a la Compresión del Concreto f'c ( kg/cm <sup>2</sup> )	Concreto de peso normal (2400 kg/m <sup>3</sup> )			
	Diámetro Nominal de Conectores de Cortante, mm.			
	13	16	19	22
210	4.24	6.63	9.53	12.98
250	4.77	7.45	10.71	14.57
280	5.27	8.22	11.85	16.12
320	5.36	8.35	12.03	16.39
350	5.36	8.35	12.03	16.39
Longitud mínima de Conector, mm.	<b>50</b>	<b>65</b>	<b>76</b>	<b>90</b>

Escoger un diámetro menor al máximo d(cm) =

**1,3**

Asc(cm<sup>2</sup>) = 1,33

L min conect tabla(cm) =

**5**

Factor de reducción de resistencia de conector

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_{sc} F_u$$

Rg = **1**

Rp = **0,75**

Qn(kg) = **4340,6**

Rg Rp AscFu(kg) = **4209,45**

**Qn(kg) = 4209,45**

Número de conectores entre el extremo de la viga y el centro

**N = 5**

**Ntotal = 10** Conectores

Número de Nervios de la placa colaborante para esta viga

**3**

**Sección Parcialmetne Mixta, Recalcular Mn**



Universidad de Cuenca

Diseño de Vigas I Secundarias para losas Steel Deck

SECCIONES PARCIALMENTE COMPUESTAS

Ing. Germán Coronel U

Ingrese resistencia de los conectores, use tabla anterior (T): 4,24

Ingrese el # de conectores : 3 OK

$\Sigma Qn(\text{Kg}) = 12720$

SECCIÓN PARCIALMENTE COMPUESTA OK

**Caso 1:**

El ENP se localiza en al Ala

$$M_p = M_n = \sum Qn \left( t_c + hr - \frac{a}{2} + \bar{y} \right) + 2F_y b_f \bar{y} \left( \frac{\bar{y}}{2} \right) + F_y A_s \left( \frac{d}{2} - \bar{y} \right)$$

**Caso 2:**

El ENP se localiza en el Alma

$$M_p = M_n = C_c \left( t_c + hr - \frac{a}{2} + \bar{y} \right) + C_p \left( \bar{y} - \frac{t_f}{2} \right) + C_a \left( \frac{\bar{y} - t_f}{2} \right) + T \left( \frac{d}{2} - \bar{y} \right)$$

Altura del la distribución equivalente de esfuerzos de Whitney

a (cm)= 2,52249572

El ENP se localiza en el Perfil

C (kg)= 25370

T (kg)= 36685

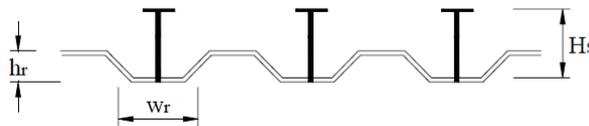
**El ENP se localiza en el Alma**

Ingrese Caso: 1

$M_p = M_n(T-m) = 5,91$

hr deck (cm)= 5,5

Wr deck (cm)= 13,5



$\phi M_n (T^*m) = 5,02$

$M_u (T^*m) = 0,4305$

El perfil trabaja al **9%**



CÁLCULO DE DEFLEXIONES

Ing. Germán Coronel U

CÁLCULO DE CARGA MUERTA STEEL DECK	
DATOS:	
h losa asumi	5
RESULTADOS:	
Peso Hormigón=	204 Kg/m <sup>2</sup>
Peso Placa=	7,6 Kg/m <sup>2</sup>
P.P. Alisado y cielo raso=	95,0 Kg/m <sup>2</sup>
Acabado de piso=	18,0 Kg/m <sup>2</sup>
TOTAL	324,6 Kg/m <sup>2</sup>
CM=	324,58 Kg/m <sup>2</sup>
CV=	200 Kg/m <sup>2</sup>

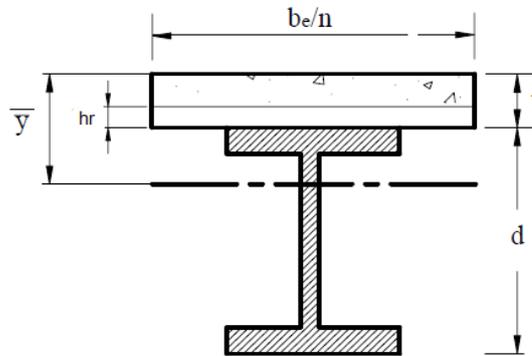
ETAPA DE CONSTRUCCIÓN

CM(Kg/m)=	60	Peso del perfil (Kg/m)=	15,3
Carga de construcción (kg/m)	240		

CÁLCULO DE LA DEFLEXION INMEDIATA ΔT

Δ1(Cm)=	0	Δ2(Cm)=	0
ΔT(cm)=		0	

ETAPA DE FUNCIONAMIENTO



Razón Modular n =	10,4	Ancho efectivo (cm)=	2,72
-------------------	------	----------------------	------



Universidad de Cuenca

**CÁLCULO DE EJE NEUTRO Y MOMENTO DE INERCIA**

ELEMENTO	A(cm2)	Y(cm)	AY	I(cm4)	d (cm)	I+Ad2
Losa	12,24	2,25	27,54	20,66	10,91	1477,56
Perfil	19,5	20	390,00	1240	6,84	2152,32
	31,74		417,54		I'tr(cm4)=	3629,88

$$\bar{y} = \frac{\sum Ay}{\sum A} = 13,16 \quad I_{eff} = I_s + \sqrt{\frac{\sum Q_n}{C_f}} (I_{tr} - I_s) \quad I_{eff}(cm4) = 3029,31$$

Carga de Mampostería (kg/m)=	180	Cv kg/m=	56,5
$\Delta 3(Cm)=$	0	$\Delta 4(Cm)=$	0

**CÁLCULO DE LA DEFLEXION A LARGO PLAZO POR FLUJO PLASTICO DEL HORMIGÓN**

Razón Modular $2n =$	20,8	Ancho efectivo (cm)=	1,36
----------------------	------	----------------------	------

**CÁLCULO DE EJE NEUTRO Y MOMENTO DE INERCIA**

ELEMENTO	A(cm2)	Y(cm)	AY	I(cm4)	d (cm)	I+Ad2
Losa	6,12	2,25	13,77	10,33	13,51	1127,35
Perfil	19,5	20	390,00	1240	4,24	1590,56
	25,62		403,77		I'tr(cm4)=	2717,91

$$\bar{y} = \frac{\sum Ay}{\sum A} = 15,76 \quad I_{eff} = I_s + \sqrt{\frac{\sum Q_n}{C_f}} (I_{tr} - I_s) \quad I_{eff}(cm4) = 2346,51$$

Carga de Mampostería (kg/m)=	180
$\Delta 5(Cm)=$	0

**RESUMEN:**

Deflexión inmediata etapa de construcción (cm)=	0
Deflexión a corto plazo por mamposterías (cm)=	0
Deflexión a corto plazo Etapa de Funcionamiento (cm)=	0
Deflexión a largo Plazo (cm)=	0
Deflexión Admisible L/240 (cm)=	0,47

**DEFLEXION MENOR A LA MÁXIMA OK**



Universidad de Cuenca

### 3.16 DISEÑO DE COLUMNAS DE SECCIÓN MIXTA

#### RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE SECCIÓN TUBULAR RELLENA

##### COLUMNAS COMPUESTAS

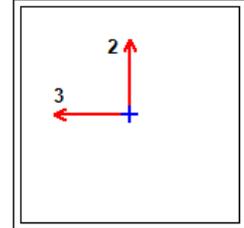
Ing. German Coronel U

<b>Perfil:</b>	200*200*6	KL(cm)=	548
r(cm)=	7,87	Fy(kg/cm <sup>2</sup> )=	2350
As(cm <sup>2</sup> )=	45,64	Fu(kg/cm <sup>2</sup> )=	0
Is(cm <sup>4</sup> )=	2,83E+03	Es(Kg/cm <sup>2</sup> )=	2,10E+06
b(cm)=	0,20	f'c(kg/cm <sup>2</sup> )=	210,00
h(cm)=	0,20	Ec(kg/cm <sup>2</sup> )=	231.721,01
t(cm)=	0,60	<b>h/t=</b>	0,33
<b>b/t=</b>	0,33		
		<b>OK</b>	
<b>Propiedades del concreto</b>			
Ac(cm <sup>2</sup> )=	1,00	Ic(cm <sup>4</sup> )=	8,33E-02
		<b>OK</b>	
<b>Rigidez modificada (EI)<sub>ef</sub></b>			
C3=	0,900	(EI) <sub>ef</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )=	5,94E+09
<b>Resistencia a la compresión Pno</b>		<b>Carga crítica elástica</b>	
Pp (kg)=	107432,5	Pe (kg)=	195295,5783
<b>Rigidez efectiva compuesta</b>		Pno/Pe =	0,55
EI <sub>eff</sub> (kg cm <sup>2</sup> )=	5,94E+09	Pn(kg)=	85337,78605
		<b>Resistencia de diseño (kg)= 64003,33954</b>	



Universidad de Cuenca

## ETABS 2015 Composite Column Design



### ElementDetails

Level	Element	Location (cm)	Combo	Section	Classification
1PA	C26	0	DCon3	200x200x6	Compact

### LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (cm)	LLRF	Stress Ratio Limit
288,000	0,873	0,95

### Analysis and DesignParameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	DirectAnalysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

### StiffnessReductionFactors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$
0,225	0,027

### SeismicParameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?
No	No	Yes

### DesignCodeParameters

$\Phi_b$	$\Phi_c$	$\Phi_{TY}$	$\Phi_{TF}$	$\Phi_v$	$\Phi_{V-RI}$	$\Phi_{VT}$
0,9	0,75	0,9	0,75	0,9	1	1

### DesignProperties of Steel Section

A (cm <sup>2</sup> )	J (cm <sup>4</sup> )	I <sub>33</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (cm <sup>4</sup> )	A <sub>v3</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v2</sub> (cm <sup>2</sup> )
46,6	4380,8	2923,3	2923,3	23,7	23,7

### Material Properties

Claudio Germán Coronel Urgilés



Universidad de Cuenca

$E_s$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$F_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
2100000	210	2531,05

**Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)**

D/C Ratio =	$(P_r / P_c) + (8/9)(M_{r33} / M_{c33}) + (8/9)(M_{r22} / M_{c22})$
0,791 =	0,21 + 0,477 + 0,105

**Stress Checkforces and Moments**

Location (cm)	$P_u$ (kgf)	$M_{u33}$ (kgf-cm)	$M_{u22}$ (kgf-cm)	$V_{u2}$ (kgf)	$V_{u3}$ (kgf)	$T_u$ (kgf-cm)
0	-26487,37	459699,62	-101256,33	-2803,76	829,62	-587,41

**Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)**

	L Factor	$K_1$	$K_2$	$B_1$	$B_2$	$C_m$
MajorBending	0,861	1	1	1	1	1
MinorBending	0,861	1	1	1	1	1

**Parameters for Lateral Torsion Buckling**

$L_{ltb}$	$K_{ltb}$	$C_b$
0,861	0	2,162

**Axial Force and Capacities**

$P_u$ Force (kgf)	$\phi P_{nc}$ Capacity (kgf)	$\phi P_{nt}$ Capacity (kgf)
26487,37	126369,38	106061,15

**Moments and Capacities**

	$M_u$ Moment (kgf-cm)	$\phi M_n$ Capacity (kgf-cm)	$\phi M_n$ (No LTB) (kgf-cm)
MajorBending	459699,62	857319,4	857319,4
MinorBending	101256,33	857319,4	

**Torsion Moment and Capacities**

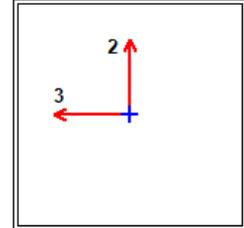
$T_u$ Moment (kgf-cm)	$T_n$ Capacity (kgf-cm)	$\phi T_n$ Capacity (kgf-cm)
-587,41	684594,98	616135,48

**Shear Design**

	$V_u$ Force (kgf)	$\phi V_n$ Capacity (kgf)
MajorShear	2803,76	29850,2
MinorShear	829,62	29850,2



## ETABS 2015 Composite Column Design



### ElementDetails

Level	Element	Location (cm)	Combo	Section	Classification
CUB	C18	0	DCon3	200X200X4	Compact

### LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (cm)	LLRF	Stress Ratio Limit
260,000	1	0,95

### Analysis and DesignParameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	DirectAnalysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

### StiffnessReductionFactors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$
0,074	0,007

### SeismicParameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?
No	No	Yes

### DesignCodeParameters

$\Phi_b$	$\Phi_c$	$\Phi_{TY}$	$\Phi_{TF}$	$\Phi_v$	$\Phi_{V-RI}$	$\Phi_{VT}$
0,9	0,75	0,9	0,75	0,9	1	1

### DesignProperties of Steel Section

A (cm <sup>2</sup> )	J (cm <sup>4</sup> )	I <sub>33</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (cm <sup>4</sup> )	A <sub>v3</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v2</sub> (cm <sup>2</sup> )
31,4	3011,8	2008,7	2008,7	15,6	15,6

### Material Properties



Universidad de Cuenca

$E_s$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$F_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
2100000	210	2531,05

**Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)**

D/C Ratio =	$(P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})$
0,853 =	0,029 + 0,709 + 0,115

**Stress Checkforces and Moments**

Location (cm)	$P_u$ (kgf)	$M_{u33}$ (kgf-cm)	$M_{u22}$ (kgf-cm)	$V_{u2}$ (kgf)	$V_{u3}$ (kgf)	$T_u$ (kgf-cm)
0	-5868,01	426984,27	68991	3362,76	460,19	1689,22

**Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)**

	L Factor	$K_1$	$K_2$	$B_1$	$B_2$	$C_m$
MajorBending	0,865	1	1	1	1	0,291
MinorBending	0,865	1	1	1	1	1

**Parameters for Lateral Torsion Buckling**

$L_{ltb}$	$K_{ltb}$	$C_b$
0,865	0	2,235

**Axial Force and Capacities**

$P_u$ Force (kgf)	$\phi P_{nc}$ Capacity (kgf)	$\phi P_{nt}$ Capacity (kgf)
5868,01	101638,12	71436,37

**Moments and Capacities**

	$M_u$ Moment (kgf-cm)	$\phi M_n$ Capacity (kgf-cm)	$\phi M_n$ (No LTB) (kgf-cm)
MajorBending	426984,27	601914,99	601914,99
MinorBending	68991	601914,99	

**Torsion Moment and Capacities**

$T_u$ Moment (kgf-cm)	$T_n$ Capacity (kgf-cm)	$\phi T_n$ Capacity (kgf-cm)
1689,22	466342,2	419707,98

**Shear Design**

	$V_u$ Force (kgf)	$\phi V_n$ Capacity (kgf)
MajorShear	3362,76	20556,18
MinorShear	460,19	20556,18





Universidad de Cuenca

### 3.18 RESUMEN DE ACERO DE VIGAS SECUNDARIAS DE N+2.88, CALCULADAS COMO ACERO SOLO

PLANILLA DE PERFILES:										
Mc	TIPO	e mm	DIMENSIONES					LONG. CORTE m	N°	L. TOTAL m
			a m	b m	c m	e1 m	e2 m			
<b>VIGAS N+2,88</b>										
334	I		0,25	0,100		0,004	0,006	0,93	1	0,93
337	I		0,25	0,100		0,004	0,006	1,43	3	4,29
338	I		0,25	0,100		0,004	0,006	2,90	1	2,90
343	I		0,25	0,150		0,004	0,008	4,87	3	14,61
347	I		0,25	0,100		0,004	0,006	3,90	2	7,80
351	2G	3	0,20	0,050	0,015			1,86	2	3,72
358	2G	3	0,20	0,050	0,015			2,28	1	2,28
<b>RESUMEN</b>										
TIPO		PESO KG/M		L. TOTAL		PESO TOTAL KG		# perf		
I250X150X4X8		26,19		14,61		382,64		2,4		
I250X100X4X6		16,89		15,92		268,89		2,7		
G200X50X15X3		7,25		12,00		87,00		2,0		
				<b>TOTAL</b>		<b>738,52</b>		<b>KG</b>		

Resumen de acero de vigas secundarias de N+2.88, calculadas como seccion mixta

PLANILLA DE PERFILES:										
Mc	TIPO	e mm	DIMENSIONES					LONG. CORTE m	N°	L. TOTAL m
			a m	b m	c m	e1 m	e2 m			
<b>VIGAS N+2,88</b>										
334	I		0,20	0,100		0,005	0,005	0,93	1	0,93
337	I		0,20	0,100		0,005	0,005	1,43	3	4,29
338	I		0,20	0,100		0,005	0,005	2,90	1	2,90
343	I		0,20	0,100		0,005	0,008	4,87	3	14,61
347	I		0,20	0,100		0,005	0,005	3,90	2	7,80
351	2G	2	0,20	0,050	0,015			1,86	2	3,72
358	2G	2	0,20	0,050	0,015			2,28	1	2,28
<b>RESUMEN</b>										
TIPO		PESO KG/M		L. TOTAL		PESO TOTAL KG		# perf		
I200X100X5X8		19,80		14,61		289,28		2,4		
I200X100X5X5		15,30		15,92		243,58		2,7		
G200X50X15X3		7,25		12,00		87,00		2,0		
				<b>TOTAL</b>		<b>619,85</b>		<b>KG</b>		

Disminución de acero 16.07%



### 3.19 RESUMEN DE SECCIONES DE COLUMNAS DE ACERO

<b>CUADRO DE COLUMNAS</b>						
<i>UBICACION</i>	<i>DEL NIVEL</i>	<i>AL NIVEL</i>	<i>#</i>	<i>TIPO</i>	<i>DIMENSIONES</i>	<i>ESPESOR</i>
<i>C8, C10, D3, E3, F2, G2, G8, G10</i>	<i>+0.00</i>	<i>+5.48</i>	<i>8</i>	<i>1</i>	<i>I250x200x5x8 Mc200</i>	<i>e1= 5 mm, e2=8 mm</i>
<i>C1, D1, F1, G1, B8, C9, G9, C9'</i>	<i>+0.00</i>	<i>+5.48</i>	<i>8</i>	<i>2</i>	<i>I300x200x5x10 Mc201</i>	<i>e1= 5 mm, e2=10 mm</i>
<i>C3, C4, E4, G5, C6, E6 B6, B7, E7, G7</i>	<i>+0.00</i>	<i>+5.48</i>	<i>10</i>	<i>3</i>	<i>I250x150x4x8 Mc202</i>	<i>e1= 4 mm, e2=8 mm</i>

**SECCION TIPO 1**

ESCALA — 1:10

**SECCION TIPO 2**

ESCALA — 1:10

**SECCION TIPO 3**

ESCALA — 1:10



### 3.20 RESUMEN DE SECCIONES DE COLUMNAS DE SECCIÓN MIXTA

<b>CUADRO DE COLUMNAS</b>						
<i>UBICACION</i>	<i>DEL NIVEL</i>	<i>AL NIVEL</i>	<i>#</i>	<i>TIPO</i>	<i>DIMENSIONES</i>	<i>ESPESOR</i>
<i>C8, C10, D3, E3, F2, G2, G8, G10</i>	<i>+0.00</i>	<i>+5.48</i>	<i>8</i>	<i>1</i>	<i>0200x200x6 Mc200</i>	<i>e= 6 mm</i>
<i>C1, D1, F1, G1, B8, C9, C9, C9'</i>	<i>+0.00</i>	<i>+5.48</i>	<i>8</i>	<i>1</i>	<i>0200x200x6 Mc200</i>	<i>e= 6 mm</i>
<i>C3, C4, E4, G5, C6, E6 B6, B7, E7, G7</i>	<i>+0.00</i>	<i>+5.48</i>	<i>10</i>	<i>2</i>	<i>0200x200x4 Mc201</i>	<i>e= 4 mm</i>

<p><b><u>SECCION TIPO 1</u></b></p> <p>ESCALA — 1:10</p>	<p><b><u>SECCION TIPO 2</u></b></p> <p>ESCALA — 1:10</p>
--	--



Universidad de Cuenca

### 3.21 RESUMEN DE ACERO DE COLUMNAS, CALCULADAS COMO ACERO SOLO

PLANILLA DE PERFILES:										
Mc	TIPO	e mm	DIMENSIONES					LONG. CORTE m	N°	L. TOTAL m
			a m	b m	c m	e1 m	e2 m			
<b>COLUMNAS</b>										
200	I		0,25	0,20		0,005	0,008	5,48	8	43,84
201	I		0,30	0,20		0,005	0,010	5,48	8	43,84
202	I		0,25	0,150		0,004	0,008	5,48	10	54,80

RESUMEN				
TIPO	PESO KG/M	L. TOTAL	PESO TOTAL	# perf
I250X200X5X8	34,30	43,84	1503,71	7,3
I300X200X5X10	42,39	43,84	1858,38	7,3
I250X150X4X8	26,19	54,80	1435,21	9,1
		<b>TOTAL</b>	<b>4797,30</b>	<b>KG</b>

Resumen de acero columnas, calculadas como seccion mixta

PLANILLA DE PERFILES:										
Mc	TIPO	e mm	DIMENSIONES					LONG. CORTE m	N°	L. TOTAL m
			a m	b m	c m	e1 m	e2 m			
<b>COLUMNAS</b>										
200	O		0,20	0,20	0,200	0,200	0,006	5,48	16	87,68
201	O		0,20	0,20	0,200	0,200	0,004	5,48	10	54,80

RESUMEN				
TIPO	PESO KG/M	L. TOTAL	PESO TOTAL	# perf
2C200X200X4	24,61	54,80	1348,63	9,1
2C200X100X6	36,52	87,68	3202,07	14,6
		<b>TOTAL</b>	<b>3202,07</b>	<b>KG</b>

Disminución de acero 33.25%



## CAPITULO IV

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El avance de la tecnología ha hecho que los profesionales de la ingeniería podamos contar con herramientas informáticas que agiliza el cálculo y el diseño estructural, una de estas herramientas es el software ETABS que se utilizó en esta monografía como herramienta para el modelamiento y cálculo de la estructura que se tomó como ejemplo.
- Como se anotó anteriormente, actualmente contamos con programas de cálculo que agiliza nuestro trabajo, pero no se pueden utilizar como parte didáctica para el conocimiento de uno u otro tema, ante esto la importancia de esta monografía ya que con la parte conceptual que contiene se desarrolla una hoja de cálculo para el diseño de los elementos mixtos, en la cual se incluye notas y ecuaciones usadas, además de un procedimiento paso a paso que le ayuda al lector a visualizar las diferentes etapas del diseño.
- De los resultados obtenidos podemos ver gran beneficio del uso de las sesiones mixtas ya que se aprovecha las cualidades que tienen los materiales para resistir eficientemente los diferentes tipos de esfuerzo, concretamente se usa la eficiencia del hormigón para resistir esfuerzos de compresión y el acero para los de flexión, es así que al ponerlos a trabajar juntos se puede alcanzar mayor rendimiento de las secciones que cuando trabajan individualmente.
- Es importante anotar que el diseño que se presenta para las secciones se consigue cuando el hormigón ha alcanzado por lo menos el 70% de su resistencia final, por lo que es imperativo el análisis del comportamiento estructural de los perfiles en la etapa de construcción donde no existe un trabajo monolítico hormigón - acero. Por este motivo se elaboró también una hoja de cálculo que revisa las deflexiones que presentan los perfiles en la etapa de construcción.



Universidad de Cuenca

- Se llegó a determinar la diferencia del peso de acero que existe al diseñar una estructura en la cual los perfiles de acero trabajan independiente del concreto, con una estructura donde el acero y concreto trabajan conjuntamente, del resumen de materiales y peso se observa una diferencia del **16.07%** de ahorro en peso de los perfiles usados en el diseño del entrepiso para el caso particular de esta vivienda, y del **33.25%** de ahorro en peso para el caso de las columnas.



Universidad de Cuenca

## BIBLIOGRAFÍA

- T. Segui, William. 2000

### **Diseño de Estructuras de Acero con LRFD .**

Thomson Editores. 2ª Edición.

México.

- C. McCormac, Jack. 2004.

### **Diseño de Estructuras de Acero método LRFD .**

Editorial Alfaomega. 4ª Edición.

México.

-Asociación Latinoamericana del Acero. (2010).

### **Programa de apoyo a la enseñanza de la construcción en Acero.**

Recuperado de <http://www.alacero.org>

- Asociación Latino Americana del Acero. 2012.

### **Especificaciones ANSI / AISC 360-10.**

Asociación Latino Americana del Acero.

Santiago de Chile

- American Institute of Steel Construction Inc. 2001.

### **Manual of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design.**

AISC. 3ª Edición.

Estados Unidos de América.

- Galambos, Theodores V. 2002.

### **Diseño de Estructuras de Acero con LRFD .**

Editorial Prentice Hall. 3ª Edición.

México.



Universidad de Cuenca

## **ANEXOS**

Tablas de ayuda para el diseño de sección soldadas

Planos estructurales

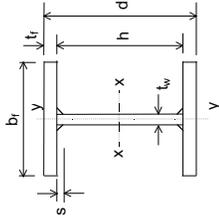
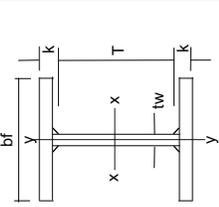


TABLA 2.1.1  
PERFILES SOLDADOS  
SECCIONES H



GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN Y PROPIEDADES PARA EL DISEÑO

DESIGNACIÓN	DIMENSIONES		EJE X - X		EJE Y - Y		ESBELTEZ ALA		PANDEO LOCAL*		TORSIÓN Y ALABEO	SOLD. AUTO.																
	$t_f$	$h$	$I_x/10^6$	$S_x/10^3$	$r_x$	$Z_x/10^3$	$I_y/10^6$	$S_y/10^3$	$r_y$	$Z_y/10^3$			$i_a$	$i_t$	$Q_s$	$Q_a$	$X_1$	$X_2 \times 10^8$	$J/10^4$	$C_w/10^{12}$	$\sqrt{E C_w/GJ}$							
H	d	$b_r$	x	Peso	$t_f$	$t_w$	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm									
H 1100 x 600 x 596.6	50	16	1000	76000	17883	32515	485	35500	1800	6001	154	9064	175	27.3	6.0	62.5	-	-	0.958	0.930	16784	5143	496.1	5008	8			
H 1100 x 600 x 565.2	50	12	1000	72000	17550	31909	494	34500	1800	6000	158	9036	176	27.3	6.0	83.3	-	-	0.973	0.939	16512	5060	496.1	5049	6			
H 1100 x 600 x 504.9	40	16	1020	64320	14905	27099	481	29602	1440	4801	150	7265	171	21.8	7.5	63.8	-	-	-	0.946	0.913	13435	18921	2705	404.5	8		
H 1100 x 600 x 472.9	40	12	1020	60240	14551	26456	491	28561	1440	4800	155	7237	173	21.8	7.5	85.0	-	-	-	0.964	0.923	13110	19206	2621	404.5	6		
H 1100 x 600 x 431.6	32	16	1036	54976	12436	22611	476	24799	1152	3841	145	5826	167	17.5	9.4	64.8	-	-	-	0.933	0.894	10924	1457	328.5	7658	8		
H 1100 x 600 x 399.0	32	12	1036	50832	12065	21937	487	23725	1152	3840	151	5797	170	17.5	9.4	86.3	-	-	-	0.955	0.905	8779	10509	48903	1372	328.5	7889	6
H 1100 x 600 x 394.9	28	16	1044	50304	11173	20314	471	22369	1008	3361	142	5107	165	15.3	10.7	65.3	-	-	-	0.925	0.882	9755	1024	289.6	8573	8		
H 1100 x 600 x 362.1	28	12	1044	46128	10793	19624	484	21279	1008	3361	148	5078	168	15.3	10.7	87.0	0.980	-	-	0.948	0.894	8261	940	289.6	8951	6		
H 1100 x 500 x 518.1	50	16	1000	66000	15125	27500	479	30250	1042	4168	126	6314	144	22.7	5.0	62.5	-	-	-	0.952	0.920	16929	4310	287.1	4162	8		
H 1100 x 500 x 486.7	50	12	1000	62000	14792	26894	488	29250	1042	4167	130	6286	146	22.7	5.0	83.3	-	-	-	0.969	0.929	16616	4227	287.1	4202	6		
H 1100 x 500 x 442.1	40	16	1020	56320	12656	23011	474	25362	834	3335	122	5065	141	18.2	6.3	63.8	-	-	-	0.938	0.901	13587	2278	234.1	5169	8		
H 1100 x 500 x 410.1	40	12	1020	52240	12303	22368	485	24321	833	3334	126	5037	143	18.2	6.3	85.0	-	-	-	0.959	0.911	13212	2194	234.1	5266	6		
H 1100 x 500 x 381.3	32	16	1036	48576	10610	19291	467	21381	667	2668	117	4066	138	14.5	7.8	64.8	-	-	-	0.924	0.880	11096	1238	190.1	6318	8		
H 1100 x 500 x 348.8	32	12	1036	44432	10240	18618	480	20308	667	2667	123	4037	140	14.5	7.8	86.3	-	-	-	0.948	0.892	10616	1154	190.1	6545	6		
H 1100 x 500 x 350.9	28	16	1044	44704	9563	17388	463	19368	584	2335	114	3567	136	12.7	8.9	65.3	-	-	-	0.915	0.867	9946	878	167.6	7044	8		
H 1100 x 500 x 318.1	28	12	1044	40528	9184	16698	476	18278	583	2334	120	3538	139	12.7	8.9	87.0	-	-	-	0.941	0.879	9374	793	167.6	7410	6		
H 1100 x 500 x 328.1	25	16	1050	41800	8767	15941	458	17848	521	2085	112	3192	134	11.4	10.0	65.6	-	-	-	0.907	0.856	9147	668	150.5	7655	8		
H 1100 x 500 x 295.2	25	12	1050	37600	8382	15239	472	16745	521	2084	118	3163	137	11.4	10.0	87.5	-	-	-	0.935	0.868	8479	583	150.5	8194	6		
H 1100 x 400 x 439.6	50	16	1000	56000	12367	22485	470	25000	534	2668	97.6	4064	114	18.2	4.0	62.5	-	-	-	0.943	0.905	17130	3477	147.0	3316	8		
H 1100 x 400 x 408.2	50	12	1000	52000	12033	21879	461	24000	533	2667	101	4036	116	18.2	4.0	83.3	-	-	-	0.963	0.915	16760	3394	147.0	3356	6		
H 1100 x 400 x 379.3	40	16	1020	48320	10408	18924	464	21122	427	2135	94.0	3265	111	14.5	5.0	63.8	-	-	-	0.928	0.884	13796	19681	1851	119.9	4103	8	
H 1100 x 400 x 347.3	40	12	1020	44240	10054	18280	477	20081	427	2134	98.2	3237	113	14.5	5.0	85.0	-	-	-	0.952	0.895	13353	1768	119.9	4199	6		
H 1100 x 400 x 331.1	32	16	1036	42176	8785	15972	456	17964	342	1708	90.0	2626	108	11.6	6.3	64.8	-	-	-	0.940	0.873	10761	1020	97.33	4982	8		
H 1100 x 400 x 298.6	32	12	1036	38032	8414	15298	470	16890	341	1707	94.8	2597	111	11.6	6.3	86.3	-	-	-	0.940	0.873	10761	935	97.33	5202	6		
H 1100 x 400 x 307.0	28	16	1044	39104	7954	14462	451	16366	299	1495	87.4	2307	107	10.2	7.1	65.3	-	-	-	0.932	0.860	10210	732	85.81	5522	8		
H 1100 x 400 x 274.2	28	12	1044	34928	7575	13772	466	15276	299	1494	92.5	2278	109	10.2	7.1	87.0	-	-	-	0.932	0.860	10210	647	85.81	5971	6		
H 1100 x 400 x 288.9	25	16	1050	36800	7323	13314	446	15160	267	1335	85.2	2067	105	9.09	8.0	65.6	-	-	-	0.895	0.837	9441	563	77.04	5962	8		
H 1100 x 400 x 255.9	25	12	1050	32600	6937	12612	461	14058	267	1334	90.5	2038	108	9.09	8.0	87.5	-	-	-	0.925	0.848	8077	479	77.04	6469	6		
H 1100 x 400 x 270.8	22	16	1056	34496	6684	12153	440	13947	235	1175	82.5	1828	103	8.00	9.1	66.0	-	-	-	0.885	0.823	8759	431	68.18	6412	8		
H 1100 x 400 x 237.6	22	12	1056	30272	6291	11439	456	12832	235	1174	88.1	1798	106	8.00	9.1	88.0	-	-	-	0.918	0.834	7810	346	68.18	7157	6		
H 1100 x 400 x 258.7	20	16	1060	32960	6254	11371	436	13134	214	1068	80.5	1668	102	7.27	10.0	66.3	-	-	-	0.878	0.813	8371	361	62.21	6695	8		
H 1100 x 400 x 225.5	20	12	1060	28720	5857	10649	452	12011	213	1067	86.2	1638	105	7.27	10.0	88.3	-	-	-	0.912	0.823	7292	276	62.21	7662	6		

\* PANDEO LOCAL

- $Q_s$  y  $Q_a$  tabulados corresponden a perfil trabajando en compresión.
  - Valor de  $Q_a$  está determinado para cálculo de tensiones.
  - Valor de  $Q_s$  ó  $Q_a$ , no indicado, significa valor unitario.
  - Para  $F_y < 345$  MPa,  $Q_s = 1$  en todos los perfiles de la tabla.
- DISEÑO POR MFCCR :
- Para valores de  $f$  distintos de los tabulados, ver tabla 2.4.3 ó interpolar linealmente con el siguiente margen de error :
  - si  $f < 55$  MPa,  $Q_s = 1$ , sin error

- si  $f \geq 55$  MPa, error en  $Q_a$  varía hasta en  $\pm 3\%$

- Flexión simple : - perfil con esbeltez de ala sombreada es no compacto para acero con  $F_y = 345$  MPa, pero tiene  $M_n > 0.92 M_p$ .
- si se usa acero con  $F_y \leq 265$  MPa, los perfiles de la tabla clasifican como compactos.
- Flexión compuesta : ningún ala de perfil de la tabla clasifica como esbelta. Además, si  $P_u/\phi_b P_y \leq 0.45$  ningún alma clasifica como esbelta. Si  $P_u/\phi_b P_y > 0.45$ , algunas almas pueden clasificarse como esbeltas. Ver tabla 5.5.1 de la Especificación.

DISEÑO POR TENSIONES ADMISIBLES :

- Flexión simple : usar  $Q_s$  tabulado y  $Q_a = 1$ .
- Flexión compuesta o compresión : usar  $Q_s$  tabulado y  $f = F_y$  para determinar  $Q_a$ .

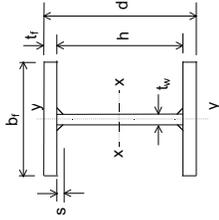
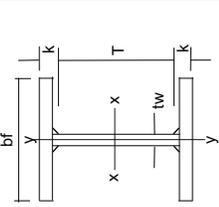


TABLA 2.1.1  
PERFILES SOLDADOS  
SECCIONES H



GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN Y PROPIEDADES PARA EL DISEÑO

DESIGNACIÓN	DIMENSIONES			EJE X - X		EJE Y - Y		ESBELTEZ ALA ALMA $b_f/2t_f$	PANDEO LOCAL*		$X_1$ MPa	$X_2 \times 10^8$ (1/MPa) <sup>2</sup>	TORSIÓN Y ALABEO $J/10^4$ $C_w/10^{12}$ $\sqrt{EC_w/GJ}$	SOLD. AUTO. S														
	H	d	t <sub>r</sub>	t <sub>w</sub>	h	A	$I_x/10^6$ $S_x/10^3$ $r_x$		$Z_x/10^3$	$I_y/10^6$ $S_y/10^3$ $r_y$					$Z_y/10^3$	$Q_s$	$f_s$ MPa	$Q_a$										
H 1100 x 350 x 400.4	1100	350	16	1000	51000	10988	19977	464	22375	358	2044	83.7	3127	99.2	15.9	3.5	62.5	-	-	0.937	0.896	17261	7877	3060	98.48	2893	8	
369.0	50	12	1000	47000	10654	19371	476	21375	357	2042	87.2	3099	101	15.9	3.5	83.3	-	-	0.959	0.906	0.878	16856	7829	2977	98.48	2933	6	
347.9	40	16	1020	44320	9284	16880	458	19002	286	1635	80.4	2515	96.6	12.7	4.4	63.8	-	-	-	0.922	0.874	13933	19995	1638	80.29	3570	8	
315.9	40	12	1020	40240	8930	16237	471	17961	286	1634	84.3	2487	98.4	12.7	4.4	85.0	-	-	0.947	0.885	0.852	13445	20560	1554	80.29	3665	6	
306.0	32	16	1036	38976	7872	14313	449	16255	229	1309	76.7	2026	93.8	10.2	5.5	64.8	-	-	-	0.906	0.851	11488	47229	910	65.21	4315	8	
273.4	32	12	1036	34832	7501	13639	464	15181	229	1308	81.1	1997	96.1	10.2	5.5	86.3	-	-	0.934	0.862	0.824	10856	52132	826	65.21	4530	6	
285.0	28	16	1044	36304	7149	12999	444	14865	200	1145	74.3	1782	92.1	8.91	6.3	65.3	-	-	-	0.896	0.837	10383	74988	659	57.48	4764	8	
252.2	28	12	1044	32128	6770	12309	459	13775	200	1144	76.9	1753	94.6	8.91	6.3	87.0	-	-	0.926	0.847	0.806	9630	88622	574	57.48	5103	6	
269.3	25	16	1050	34300	6600	12000	439	13816	179	1023	72.2	1598	90.6	7.95	7.0	65.6	-	-	-	0.887	0.825	9633	106577	511	51.61	5123	8	
236.3	25	12	1050	30100	6214	11299	454	12714	179	1022	77.1	1569	93.3	7.95	7.0	87.5	-	-	0.919	0.835	0.791	8753	135970	427	51.61	5609	6	
243.0	20	16	1060	30960	5671	10311	428	12054	158	900	69.8	1415	88.8	7.00	8.0	66.0	-	-	-	0.878	0.811	8978	150123	396	45.67	5479	8	
253.5	22	16	1056	32296	6045	10990	433	12761	157	899	74.9	1386	91.8	7.00	8.0	88.0	-	-	0.911	0.821	0.773	7931	213326	311	45.67	6184	6	
220.4	22	12	1056	28072	5652	10277	449	11646	143	818	73.2	1263	90.6	6.36	8.8	88.3	-	-	0.905	0.810	0.760	7423	290217	249	41.67	6598	6	
209.8	20	12	1060	26720	5274	9589	444	10931	143	818	73.2	1263	90.6	6.36	8.8	88.3	-	-	0.905	0.810	0.760	7423	290217	249	41.67	6598	6	
232.5	18	16	1064	29624	5294	9626	423	11345	129	737	66.0	1171	85.8	5.73	9.7	66.5	-	-	0.977	0.863	0.790	8315	225329	284	37.65	5873	8	
199.1	18	12	1064	25368	4893	8896	439	10213	129	736	71.2	1141	89.2	5.73	9.7	88.7	-	-	0.898	0.798	0.745	6961	394432	198	37.65	7024	6	
222.1	16	16	1068	28288	4915	8936	417	10633	115	655	63.7	1048	84.0	5.09	10.9	66.8	-	-	0.993	0.854	0.778	8109	264505	244	33.59	5988	8	
188.5	16	12	1068	24016	4509	8197	433	9492	114	654	69.0	1018	87.6	5.09	10.9	89.0	-	-	0.891	0.785	0.729	6560	529927	158	33.59	7434	6	
H 1000 x 500 x 491.4	1000	500	14	900	62600	12142	24284	440	26585	1042	4167	129	6294	146	25.0	5.0	64.3	-	-	-	0.956	0.930	18548	4935	4254	2350	3790	8
463.2	50	10	900	59000	11899	23798	449	25775	1042	4167	133	6273	148	25.0	5.0	90.0	-	-	0.998	0.968	0.922	18255	4865	4198	2350	3815	6	
415.1	40	14	920	52880	10130	20260	438	22162	834	3334	126	5045	143	20.0	6.3	65.7	-	-	-	0.944	0.913	14766	12862	2221	1920	4741	8	
400.7	40	12	920	51040	10000	20000	443	21739	833	3334	128	5033	144	20.0	6.3	76.7	-	-	-	0.977	0.930	14587	12911	2189	1920	4776	6	
354.1	32	14	936	45104	8456	16911	433	18554	667	2668	122	4046	140	16.0	7.8	66.9	-	-	0.996	0.930	0.893	11912	32238	1181	156.2	5864	8	
339.4	32	12	936	43232	8319	16638	439	18116	667	2667	124	4034	142	16.0	7.8	78.0	-	-	0.994	0.914	0.884	11688	33016	1148	156.2	5947	6	
323.5	28	14	944	41216	7597	15194	429	16727	584	2334	119	3546	139	14.0	8.9	67.4	-	-	0.994	0.921	0.881	10566	54319	821	137.8	6607	8	
308.7	28	12	944	39328	7457	14913	435	16281	583	2334	122	3534	140	14.0	8.9	78.7	-	-	0.964	0.903	0.870	10302	56805	788	137.8	6744	6	
300.7	25	14	950	38300	6943	13886	426	15346	521	2084	117	3172	137	12.5	10.0	67.9	-	-	0.992	0.913	0.869	9608	82616	610	123.8	7263	8	
285.7	25	12	950	36400	6800	13600	432	14895	521	2084	120	3159	138	12.5	10.0	79.2	-	-	0.960	0.893	0.858	9301	88595	577	123.8	7468	6	

\* PANDEO LOCAL

- $Q_s$  y  $Q_a$  tabulados corresponden a perfil trabajando en compresión.
  - Valor de  $Q_a$  está determinado para cálculo de tensiones.
  - Valor de  $Q_s$  ó  $Q_a$ , no indicado, significa valor unitario.
  - Para  $F_y < 345$  MPa,  $Q_s = 1$  en todos los perfiles de la tabla.
- DISEÑO POR MFCCR :
- Para valores de  $f$  distintos de los tabulados, ver tabla 2.4.3 ó interpolar linealmente con el siguiente margen de error :
  - si,  $f < 55$  MPa,  $Q_s = 1$ , sin error

- si  $f \geq 55$  MPa, error en  $Q_a$  varía hasta en  $\pm 3\%$

- Flexión simple : perfil con esbeltez de ala sombreada es no compacto para acero con  $F_y = 345$  MPa, pero tiene  $M_n \geq 0.92 M_p$ .
- si se usa acero con  $F_y \leq 265$  MPa, los perfiles de la tabla clasifican como compactos.
- Flexión compuesta : ningún ala de perfil de la tabla clasifica como esbelta. Además, si  $P_u/\phi_b P_y \leq 0.45$  ningún alma clasifica como esbelta. Si  $P_u/\phi_b P_y > 0.45$ , algunas almas pueden clasificarse como esbeltas. Ver tabla 5.5.1 de la Especificación.

DISEÑO POR TENSIONES ADMISIBLES :

- Flexión simple : usar  $Q_s$  tabulado y  $Q_a = 1$ .
- Flexión compuesta o compresión : usar  $Q_s$  tabulado y  $F = F_y$  para determinar  $Q_a$ .



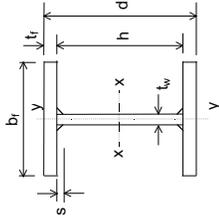
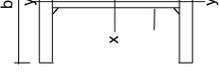


TABLA 2.1.1  
PERFILES SOLDADOS  
SECCIONES H



GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN Y PROPIEDADES PARA EL DISEÑO

DESIGNACIÓN	DIMENSIONES		EJE X - X		EJE Y - Y		ESBELTEZ ALA		PANDEO LOCAL*		TORSIÓN Y ALABEO	SOLD. AUTO.															
	d	tr	h	A	$I_x/10^6$	$S_x/10^3$	$r_x$	$Z_x/10^3$	$I_y/10^6$	$S_y/10^3$			$r_y$	$Z_y/10^3$	$i_a$	$i_b$	$i_t$	$b_f/2t_r$	$h/t_w$	$Q_s$	$Q_a$	$f_r$	$MPa$	$X_1$	$X_2 \times 10^8$	$J/10^4$	$C_w/10^{12}$
H 900 x 500 x 467.9	50	12	800	59600	9554	21230	400	23170	1042	4167	132	6279	149	27.8	5.0	66.7	-	-	0.998	0.961	0.941	20609	3074	4216	188.2	3407	6
H 900 x 500 x 455.3	50	10	800	58000	9468	21041	404	22850	1042	4167	134	6270	149	27.8	5.0	80.0	-	-	0.981	0.952	0.937	20463	3050	4195	188.2	3415	6
H 900 x 500 x 391.2	40	12	820	49840	7953	17673	399	19217	833	3334	129	5030	146	22.2	6.3	68.3	-	-	0.994	0.950	0.925	16291	8133	2183	154.1	4284	6
H 900 x 500 x 378.4	40	10	820	48200	7861	17468	404	18881	833	3334	131	5021	147	22.2	6.3	82.0	-	-	0.974	0.939	0.920	16131	8101	2162	154.1	4305	6
H 900 x 500 x 330.0	32	12	836	42032	6614	14699	397	15985	667	2667	126	4030	143	17.8	7.8	69.7	-	-	0.990	0.936	0.907	13012	20929	1142	125.6	5346	6
H 900 x 500 x 316.8	32	10	836	40360	6517	14482	402	15635	667	2667	129	4021	144	17.8	7.8	83.6	-	-	0.966	0.923	0.901	12822	21090	1121	125.6	5396	6
H 900 x 500 x 299.3	28	12	844	38128	5926	13168	394	14345	583	2334	124	3530	141	15.6	8.9	70.3	-	-	0.987	0.928	0.895	11446	36174	782	110.9	6072	6
H 900 x 500 x 286.1	28	10	844	36440	5826	12946	400	13989	583	2334	127	3521	142	15.6	8.9	84.4	-	-	0.961	0.913	0.888	11227	36936	761	110.9	6156	6
H 900 x 500 x 276.3	25	12	850	35200	5401	12001	392	13105	521	2084	122	3156	140	13.9	10.0	70.8	-	-	0.985	0.920	0.884	10314	56690	571	99.69	6736	6
H 900 x 500 x 263.0	25	10	850	33500	5298	11774	398	12744	521	2084	125	3146	141	13.9	10.0	85.0	-	-	0.956	0.904	0.876	10063	58862	550	99.69	6865	6
H 900 x 400 x 389.4	50	12	800	49600	7745	17212	395	18920	533	2667	104	4029	118	22.2	4.0	66.7	-	-	0.998	0.954	0.929	20772	3139	3382	96.33	2721	6
H 900 x 400 x 376.8	50	10	800	48000	7660	17022	399	18600	533	2667	105	4020	119	22.2	4.0	80.0	-	-	0.977	0.942	0.923	20599	3108	3362	96.33	2730	6
H 900 x 400 x 328.4	40	12	820	41840	6472	14383	393	15777	427	2134	101	3230	116	17.8	5.0	68.3	-	-	0.993	0.940	0.911	16451	8322	1756	78.89	3418	6
H 900 x 400 x 315.6	40	10	820	40200	6381	14179	398	15441	427	2134	103	3221	116	17.8	5.0	82.0	-	-	0.969	0.927	0.904	16260	8284	1735	78.89	3438	6
H 900 x 400 x 279.7	32	12	836	35632	5408	12019	390	13207	341	1707	97.9	2590	113	14.2	6.3	69.7	-	-	0.988	0.925	0.890	13177	21389	924	64.29	4254	6
H 900 x 400 x 266.6	32	10	836	33960	5311	11802	395	12858	341	1707	100	2581	114	14.2	6.3	83.6	-	-	0.960	0.909	0.882	12950	21603	903	64.29	4303	6
H 900 x 400 x 255.3	28	12	844	32528	4861	10802	387	11903	299	1494	95.8	2270	112	12.4	7.1	70.3	-	-	0.985	0.915	0.877	11619	36832	636	56.78	4819	6
H 900 x 400 x 242.1	28	10	844	30840	4761	10579	393	11547	299	1494	98.4	2261	113	12.4	7.1	84.4	-	-	0.953	0.897	0.868	11358	37811	614	56.78	4901	6
H 900 x 400 x 237.1	25	12	850	30200	4443	9874	384	10918	267	1334	94.0	2031	110	11.1	8.0	70.8	-	-	0.982	0.907	0.865	10499	57386	467	51.04	5330	6
H 900 x 400 x 223.7	25	10	850	28500	4341	9647	390	10556	267	1334	96.7	2021	112	11.1	8.0	85.0	-	-	0.948	0.887	0.855	10200	60126	446	51.04	5456	6
H 900 x 400 x 218.8	22	12	856	27872	4020	8933	380	9925	235	1174	91.8	1791	109	9.78	9.1	71.3	-	-	0.979	0.896	0.852	9435	92188	335	45.23	5929	6
H 900 x 400 x 205.4	22	10	856	26160	3915	8701	387	9658	235	1174	94.7	1781	110	9.78	9.1	85.6	-	-	0.941	0.875	0.840	9081	99780	313	45.23	6127	6
H 900 x 400 x 206.6	20	12	860	26320	3734	8298	377	9259	213	1067	90.1	1631	108	8.89	10.0	71.7	-	-	0.976	0.889	0.841	8769	128283	264	41.30	6377	6
H 900 x 400 x 193.1	20	10	860	24600	3628	8063	384	8899	213	1067	93.1	1622	109	8.89	10.0	86.0	-	-	0.936	0.865	0.828	8365	143389	243	41.30	6652	6

\* PANDEO LOCAL

- $Q_s$  y  $Q_a$  tabulados corresponden a perfil trabajando en compresión.
- Valor de  $Q_a$  está determinado para cálculo de tensiones.
- Valor de  $Q_s$  ó  $Q_a$ , no indicado, significa valor unitario.
- Para  $F_y < 345$  MPa,  $Q_s = 1$  en todos los perfiles de la tabla.
- Para valores de  $f$  distintos de los tabulados, ver tabla 2.4.3 ó interpolar linealmente con el siguiente margen de error:
- si  $f < 55$  MPa,  $Q_s = 1$ , sin error

- si  $f \geq 55$  MPa, error en  $Q_a$  varía hasta en  $\pm 3\%$

- Flexión simple : - perfil con esbeltez de ala sombreada es no compacto para acero con  $F_y = 345$  MPa, pero tiene  $M_n > 0.92 M_p$ .
  - si se usa acero con  $F_y \leq 265$  MPa, los perfiles de la tabla clasifican como compactos.
  - Flexión compuesta : ningún ala de perfil de la tabla clasifica como esbelta. Además, si  $P_u/\phi_b P_y \leq 0.45$  ningún alma clasifica como esbelta. Si  $P_u/\phi_b P_y > 0.45$ , algunas almas pueden clasificarse como esbeltas. Ver tabla 5.5.1 de la Especificación.
- DISEÑO POR TENSIONES ADMISIBLES :  
 - Flexión simple : usar  $Q_s$  tabulado y  $Q_a = 1$ .  
 - Flexión compuesta o compresión : usar  $Q_s$  tabulado y  $f = F_y$  para determinar  $Q_a$ .

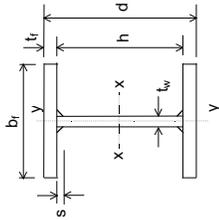
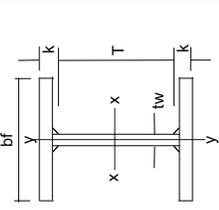


TABLA 2.1.1  
PERFILES SOLDADOS  
SECCIONES H



GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN Y PROPIEDADES PARA EL DISEÑO

DESIGNACIÓN	DIMENSIONES		EJE X - X		EJE Y - Y		ESBELTEZ ALA		PANDEO LOCAL*		X <sub>1</sub>	X <sub>2</sub> × 10 <sup>-8</sup>	TORSIÓN Y ALABEO	SOLD. AUTO.												
	t <sub>r</sub>	t <sub>w</sub>	h	A	I <sub>x</sub> /10 <sup>6</sup>	S <sub>x</sub> /10 <sup>3</sup>	r <sub>x</sub>	Z <sub>x</sub> /10 <sup>3</sup>	I <sub>y</sub> /10 <sup>6</sup>	S <sub>y</sub> /10 <sup>3</sup>					r <sub>y</sub>	Z <sub>y</sub> /10 <sup>3</sup>	i <sub>a</sub>	i <sub>t</sub>	b <sub>t</sub> /2t <sub>r</sub>	h/t <sub>w</sub>	Q <sub>s</sub>	f <sub>r</sub> , MPa	Q <sub>a</sub>	J/10 <sup>4</sup>	C <sub>w</sub> /10 <sup>12</sup>	√(E C <sub>w</sub> /GJ)
H 900 x 350 x 350.1	50	12	800	44600	6841	15203	392	16795	357	2042	89.5	3091	103	19.4	3.5	66.7	-	0.998	0.948	0.921	20882	3185	2966	64.54	2379	6
H 900 x 350 x 337.6	50	10	800	43000	6756	15013	396	16475	357	2042	91.2	3083	103	19.4	3.5	80.0	-	0.975	0.936	0.915	20690	3150	2945	64.54	2387	6
H 900 x 350 x 297.0	40	12	820	37840	5732	12738	389	14057	286	1634	86.9	2480	101	15.6	4.4	68.3	-	0.993	0.934	0.901	16557	8456	1543	52.85	2984	6
H 900 x 350 x 284.2	40	10	820	36200	5640	12534	395	13721	286	1634	88.9	2471	101	15.6	4.4	82.0	-	0.966	0.918	0.893	16346	8414	1522	52.85	3005	6
H 900 x 350 x 254.6	32	12	836	32432	4805	10679	385	11818	229	1307	84.0	1980	98.2	12.4	5.5	69.7	-	0.987	0.917	0.879	13286	21714	815	43.07	3708	6
H 900 x 350 x 241.5	32	10	836	30760	4708	10462	391	11469	229	1307	86.2	1981	99.2	12.4	5.5	83.6	-	0.955	0.899	0.870	13035	21969	794	43.07	3757	6
H 900 x 350 x 233.4	28	12	844	29728	4328	9619	382	10683	200	1144	82.1	1745	96.8	10.9	6.3	70.3	-	0.984	0.907	0.865	11735	37291	562	38.04	4193	6
H 900 x 350 x 220.1	28	10	844	28040	4228	9396	388	10326	200	1144	84.5	1736	97.9	10.9	6.3	84.4	-	0.949	0.887	0.854	11445	38431	541	38.04	4274	6
H 900 x 350 x 217.4	25	12	850	27700	3965	8810	378	9824	179	1022	80.3	1562	95.6	9.72	7.0	70.8	-	0.980	0.898	0.853	10622	57864	415	34.19	4629	6
H 900 x 350 x 204.1	25	10	850	26000	3862	8583	385	9463	179	1021	82.9	1553	96.8	9.72	7.0	85.0	-	0.943	0.876	0.841	10290	61015	394	34.19	4752	6
H 900 x 350 x 201.5	22	12	856	25672	3596	7991	374	8959	157	899	78.3	1378	94.1	8.56	8.0	71.3	-	0.977	0.888	0.839	9571	92289	299	30.30	5133	6
H 900 x 350 x 188.1	22	10	856	23960	3491	7758	382	8592	157	899	81.0	1369	95.5	8.56	8.0	85.6	-	0.936	0.863	0.825	9178	100895	278	30.30	5326	6
H 900 x 350 x 190.9	20	12	860	24320	3347	7438	371	8379	143	817	76.7	1256	93.0	7.78	8.8	71.7	-	0.974	0.880	0.828	8917	127475	237	27.67	5505	6
H 900 x 350 x 177.4	20	10	860	22600	3241	7202	379	8009	143	817	79.5	1247	94.5	7.78	8.8	86.0	-	0.931	0.853	0.813	8468	144383	216	27.67	5771	6
H 900 x 350 x 180.3	18	12	864	22968	3096	6879	367	7796	129	736	74.9	1134	91.8	7.00	9.7	72.0	-	0.971	0.871	0.816	8313	176708	187	25.02	5899	6
H 900 x 350 x 166.7	18	10	864	21240	2988	6641	375	7423	129	735	77.8	1124	93.4	7.00	9.7	86.4	-	0.925	0.842	0.799	7793	210080	165	25.02	6269	6
H 900 x 350 x 169.7	16	12	868	21616	2842	6316	363	7211	114	654	72.8	1011	90.3	6.22	10.9	72.3	0.991	0.968	0.861	8003	243489	146	22.34	6296	6	
H 900 x 350 x 156.1	16	10	868	19880	2733	6074	371	6834	114	654	75.9	1002	92.1	6.22	10.9	86.8	0.971	0.918	0.830	7165	309204	125	22.34	6815	6	
H 900 x 300 x 265.6	40	12	820	33840	4992	11094	384	12337	180	1201	73.0	1830	85.5	13.3	3.8	68.3	-	0.992	0.926	0.890	16690	8634	1330	33.28	2551	6
H 900 x 300 x 252.8	40	10	820	32200	4900	10889	390	12001	180	1200	74.8	1821	86.3	13.3	3.8	82.0	-	0.961	0.908	0.880	16455	8589	1309	33.28	2571	6
H 900 x 300 x 229.5	32	12	836	29232	4202	9339	379	10429	144	961	70.2	1470	83.3	10.7	4.7	69.7	-	0.986	0.908	0.866	13422	22140	705	27.12	3162	6
H 900 x 300 x 216.3	32	10	836	27560	4105	9122	386	10080	144	960	72.3	1461	84.3	10.7	4.7	83.6	-	0.950	0.888	0.855	13141	22455	684	27.12	3210	6
H 900 x 300 x 211.4	28	12	844	26928	3796	8435	375	9482	126	841	68.4	1290	82.0	9.33	5.4	70.3	-	0.982	0.898	0.851	11878	37888	489	23.95	3568	6
H 900 x 300 x 198.1	28	10	844	25240	3696	8213	383	9106	126	840	70.7	1281	83.1	9.33	5.4	84.4	-	0.943	0.874	0.838	11553	39250	468	23.95	3647	6
H 900 x 300 x 197.8	25	12	850	25200	3486	7747	372	8730	113	751	66.9	1156	80.9	8.33	6.0	70.8	-	0.979	0.888	0.839	10775	58474	363	21.53	3928	6
H 900 x 300 x 184.5	25	10	850	23500	3384	7519	379	8369	113	750	69.2	1146	82.1	8.33	6.0	85.0	-	0.937	0.863	0.824	10402	62180	342	21.53	4048	6
H 900 x 300 x 184.3	22	12	856	23472	3172	7048	368	7993	99.1	661	65.0	1021	79.6	7.33	6.8	71.3	-	0.975	0.877	0.824	9740	92405	264	19.08	4339	6
H 900 x 300 x 170.8	22	10	856	21760	3067	6816	375	7627	99.1	660	67.5	1011	80.9	7.33	6.8	85.6	-	0.929	0.849	0.807	9298	102338	242	19.08	4525	6
H 900 x 300 x 175.2	20	12	860	22320	2960	6577	364	7499	90.1	601	63.5	931	78.5	6.67	7.5	71.7	-	0.972	0.869	0.813	9101	126448	211	17.42	4637	6
H 900 x 300 x 161.7	20	10	860	20600	2854	6341	372	7129	90.1	600	66.1	922	79.9	6.67	7.5	86.0	-	0.924	0.839	0.794	8596	145649	189	17.42	4892	6
H 900 x 300 x 166.2	18	12	864	21168	2746	6101	360	7002	81.1	541	61.9	841	77.4	6.00	8.3	72.0	-	0.969	0.860	0.801	8517	173049	167	15.75	4946	6
H 900 x 300 x 152.6	18	10	864	19440	2638	5863	368	6629	81.1	540	64.6	832	78.9	6.00	8.3	86.4	-	0.918	0.828	0.780	7933	210161	146	15.75	5296	6
H 900 x 300 x 157.1	16	12	868	20016	2530	5621	356	6503	72.1	481	60.0	751	76.0	5.33	9.4	72.3	-	0.965	0.850	0.787	8007	234408	133	14.07	5247	6
H 900 x 300 x 143.5	16	10	868	18280	2421	5379	364	6127	72.1	480	62.8	742	77.6	5.33	9.4	86.8	-	0.911	0.815	0.762	7322	305503	111	14.07	5509	6
H 900 x 300 x 148.1	14	12	872	18864	2312	5137	350	6002	63.1	421	57.8	661	74.4	4.67	10.7	72.7	0.999	0.961	0.838	6772	309241	106	12.36	5509	6	
H 900 x 300 x 134.4	14	10	872	17120	2201	4891	359	5622	63.1	420	60.7	652	76.2	4.67	10.7	87.2	0.980	0.903	0.800	6746	441768	84.4	12.36	6171	6	

\* PANDEO LOCAL  
- Q<sub>s</sub> y Q<sub>a</sub> tabulados corresponden a perfil trabajando en compresión.  
- Valor de Q<sub>a</sub> está determinado para cálculo de tensiones.  
- Valor de Q<sub>s</sub> ó Q<sub>a</sub>, no indicado, significa valor unitario.  
- Para F<sub>y</sub> < 345 MPa, Q<sub>s</sub> = 1 en todos los perfiles de la tabla.  
DISEÑO POR MFCCR :  
- Para valores de f distintos de los tabulados, ver tabla 2.4.3 ó interpolar linealmente con el siguiente margen de error :  
- si f < 55 MPa, Q<sub>s</sub> = 1, sin error.  
- si f ≥ 55 MPa, error en Q<sub>s</sub> varía hasta en ± 3%  
- Flexión simple : - perfil con esbeltez de ala sombreada es no compacto para acero con F<sub>y</sub> = 345 MPa, pero tiene M<sub>n</sub> ≥ 0.92 M<sub>p</sub>.  
- si se usa acero con F<sub>y</sub> ≤ 265 MPa, los perfiles de la tabla clasifican como compactos.  
- Flexión compuesta : ningún ala de perfil de la tabla clasifica como esbelta. Además, si P<sub>u</sub>/φ<sub>b</sub> P<sub>y</sub> ≤ 0.45 ningún alma clasifica como esbelta. Si P<sub>u</sub>/φ<sub>b</sub> P<sub>y</sub> > 0.45, algunas almas pueden clasificarse como esbeltas. Ver tabla 5.5.1 de la Especificación.  
DISEÑO POR TENSIONES ADMISIBLES :  
- Flexión simple : usar Q<sub>s</sub> tabulado y Q<sub>a</sub> = 1.  
- Flexión compuesta ó compresión : usar Q<sub>s</sub> tabulado y F<sub>y</sub> para determinar Q<sub>a</sub>.

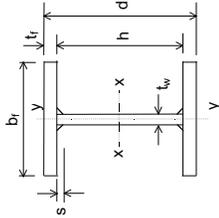


TABLA 2.1.1  
PERFILES SOLDADOS  
SECCIONES H

GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN Y PROPIEDADES PARA EL DISEÑO

DESIGNACIÓN	DIMENSIONES		EJE X - X		EJE Y - Y		ESBELTEZ ALA ALMA $b_f/2t_f$ $h/t_w$	PANDEO LOCAL*		$X_1$ MPa	$X_2 \times 10^{-8}$ (1/MPa) <sup>2</sup>	TORSIÓN Y ALABEO $J/10^4$ $C_w/10^{12}$ $\sqrt{EC_w/GJ}$	SOLD. AUTO. S
	$d$ x $b_r$ x Peso	$t_f$ $t_w$ $h$	$I_x/10^6$ $S_x/10^3$ $r_x$	$I_y/10^6$ $S_y/10^3$ $r_y$	$I_x/10^6$ $S_x/10^3$ $r_x$	$I_y/10^6$ $S_y/10^3$ $r_y$		$Q_s$ $F_y$ , MPa	$f_c$ , MPa				
H 800 x 400 x 379.9	50 12 700	48400	5976 14941 351	16470	533 2667 105	4025 120 25.0	4.0 58.3	-	-	0.973 0.949	1848	3377 75.00	2403 6
358.0	50 8 700	45600	5862 14655 359	15980	533 2667 108	4011 121 25.0	4.0 87.5	-	-	0.976 0.952 0.939	1810	3346 75.00	2414 5
307.7	40 10 720	39200	4936 12340 355	13456	427 2134 104	3218 118 20.0	5.0 72.0	-	-	0.988 0.947 0.925	4919	1732 61.61	3041 6
296.4	40 8 720	37760	4874 12185 359	13197	427 2133 106	3212 118 20.0	5.0 90.0	0.998	0.968 0.938 0.922	18255	4865	1720 61.61	3052 5
258.7	32 10 736	32960	4109 10273 353	11185	341 1707 102	2578 115 16.0	6.3 73.6	-	-	0.982 0.933 0.907	14629	899 50.33	3814 6
234.2	28 10 744	29840	3682 9205 351	10030	299 1494 100	2259 114 14.0	7.1 74.4	-	-	0.978 0.924 0.894	12805	611 44.50	4351 6
215.9	25 10 750	27500	3356 8389 349	9156	267 1334 98.5	2019 113 12.5	8.0 75.0	-	-	0.975 0.915 0.883	11478	443 40.04	4850 6
197.5	22 10 756	25160	3024 7560 347	8275	235 1174 96.6	1779 111 11.0	9.1 75.6	-	-	0.971 0.905 0.870	10195	310 35.51	5458 6
185.3	20 10 760	23600	2800 7000 344	7684	213 1067 95.1	1619 110 10.0	10.0 76.0	-	-	0.967 0.898 0.860	9372	239 32.45	5937 6
H 800 x 350 x 340.7	50 12 700	43400	5272 13180 349	14595	357 2042 90.7	3088 104 21.9	3.5 58.3	-	-	0.970 0.944	1871	2960 50.24	2101 6
318.7	50 8 700	40600	5158 12895 356	14105	357 2042 93.8	3074 105 21.9	3.5 87.5	-	-	0.973 0.946 0.931	23346	2929 50.24	2112 5
276.3	40 10 720	35200	4358 10895 352	11936	286 1634 90.1	2468 102 17.5	4.4 72.0	-	-	0.987 0.941 0.917	18524	1519 41.27	2658 6
265.0	40 8 720	33760	4296 10739 357	11677	286 1634 92.0	2462 103 17.5	4.4 90.0	0.998	0.964 0.930 0.913	18329	4926	1506 41.27	2669 5
233.6	32 10 736	29760	3637 9093 350	9956	229 1307 87.7	1978 100 14.0	5.5 73.6	-	-	0.980 0.926 0.897	14721	13101 790	3372 6
212.3	28 10 744	27040	3265 8162 347	8949	200 1144 86.0	1734 99.0 12.3	6.3 74.4	-	-	0.976 0.916 0.883	12898	23013 538	3796 6
196.3	25 10 750	25000	2980 7451 345	8188	179 1021 84.5	1550 98.0 10.9	7.0 75.0	-	-	0.972 0.907 0.872	11575	390 26.82	4227 6
180.2	22 10 756	22960	2691 6728 342	7419	157 899 82.8	1366 96.7 9.63	8.0 75.6	-	-	0.968 0.896 0.858	10298	274 23.79	4748 6
169.6	20 10 760	21600	2496 6239 340	6904	143 817 81.4	1244 95.7 8.75	8.8 76.0	-	-	0.964 0.888 0.847	9482	213 21.74	5155 6
158.9	18 10 764	20240	2298 5746 337	6386	129 735 79.7	1122 94.7 7.88	9.7 76.4	-	-	0.961 0.879 0.835	8703	162 19.66	5615 6
148.2	16 10 768	18880	2099 5247 333	5865	114 654 77.8	999 93.4 7.00	10.9 76.8	0.985	0.956 0.868 0.821	7975	122 17.57	6126 6	
H 800 x 300 x 244.9	40 10 720	31200	3780 9450 348	10416	180 1200 76.0	1818 87.3 15.0	3.8 72.0	-	-	0.985 0.934 0.906	18642	1305 25.99	2275 6
233.6	40 8 720	29760	3718 9294 353	10157	180 1200 77.8	1812 88.0 15.0	3.8 90.0	0.998	0.959 0.921 0.901	18423	5007	1293 25.99	2286 5
208.5	32 10 736	26560	3165 7913 345	8727	144 960 73.6	1458 85.3 12.0	4.7 73.6	-	-	0.978 0.917 0.884	14836	681 21.23	2847 6
190.3	28 10 744	24240	2847 7119 343	7869	126 840 72.1	1279 84.2 10.5	5.4 74.4	-	-	0.973 0.906 0.870	13015	23447 465	1877 6
176.6	25 10 750	22500	2605 6512 340	7219	113 750 70.7	1144 83.2 9.38	6.0 75.0	-	-	0.969 0.897 0.857	11696	338 16.89	3603 6
163.0	22 10 756	20760	2358 5895 337	6564	99.1 660 69.1	1009 82.0 8.50	6.8 75.6	-	-	0.965 0.885 0.843	10428	239 14.98	4038 6
153.9	20 10 760	19600	2191 5479 334	6124	90.1 600 67.8	919 81.1 7.50	7.5 76.0	-	-	0.961 0.877 0.832	9620	186 13.69	4374 6
144.8	18 10 764	18440	2023 5058 331	5682	81.1 540 66.3	829 80.1 6.75	8.3 76.4	-	-	0.957 0.867 0.819	8854	143 12.38	4750 6
135.6	16 10 768	17280	1853 4632 327	5238	72.1 480 64.6	739 78.9 6.00	9.4 76.8	-	-	0.952 0.856 0.805	8143	108 11.06	5160 6
126.5	14 10 772	16120	1681 4202 323	4791	63.1 420 62.5	649 77.5 5.25	10.7 77.2	0.993	0.947 0.844 0.788	7509	81.1 9.730	5586 6	

\* PANDEO LOCAL

- $Q_s$  y  $Q_a$  tabulados corresponden a perfil trabajando en compresión.
  - Valor de  $Q_a$  está determinado para cálculo de tensiones.
  - Valor de  $Q_s$  ó  $Q_a$ , no indicado, significa valor unitario.
  - Para  $F_y < 345$  MPa,  $Q_s = 1$  en todos los perfiles de la tabla.
- DISENO POR MFRCR :
- Para valores de  $f$  distintos de los tabulados, ver tabla 2.4.3 ó interpolar linealmente con el siguiente margen de error :
  - si  $f < 55$  MPa,  $Q_s = 1$ , sin error

- si  $f \geq 55$  MPa, error en  $Q_a$  varía hasta en  $\pm 3\%$

- Flexión simple : perfil con esbeltez de ala sombreada es no compacto para acero con  $F_y = 345$  MPa, pero tiene  $M_n \geq 0.92 M_p$ .
- si se usa acero con  $F_y \leq 265$  MPa, los perfiles de la tabla clasifican como compactos.
- Flexión compuesta : ningún ala de perfil de la tabla clasifica como esbelta. Además, si  $P_u/\phi_b P_y \leq 0.45$  ningún alma clasifica como esbelta. Si  $P_u/\phi_b P_y > 0.45$ , algunas almas pueden clasificarse como esbeltas. Ver tabla 5.5.1 de la Especificación.

DISENO POR TENSIONES ADMISIBLES :

- Flexión simple : usar  $Q_s$  tabulado y  $Q_a = 1$ .
- Flexión compuesta o compresión : usar  $Q_s$  tabulado y  $F_y = F_y$  para determinar  $Q_a$ .

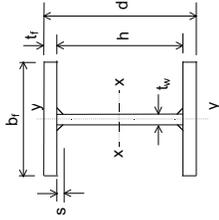
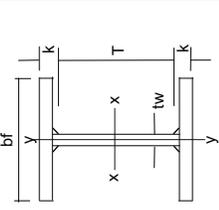


TABLA 2.1.1  
PERFILES SOLDADOS  
SECCIONES H



GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN Y PROPIEDADES PARA EL DISEÑO

DESIGNACIÓN	DIMENSIONES		EJE X - X		EJE Y - Y		ESBELTEZ ALA		PANDEO LOCAL*		X <sub>1</sub>	X <sub>2</sub> × 10 <sup>-8</sup>	TORSIÓN Y ALABEO	SOLD. AUTO.													
	d	t <sub>r</sub>	t <sub>w</sub>	h	A	I <sub>x</sub> /10 <sup>6</sup>	S <sub>x</sub> /10 <sup>3</sup>	r <sub>x</sub>	Z <sub>x</sub> /10 <sup>3</sup>	I <sub>y</sub> /10 <sup>6</sup>					S <sub>y</sub> /10 <sup>3</sup>	r <sub>y</sub>	Z <sub>y</sub> /10 <sup>3</sup>	i <sub>a</sub>	i <sub>t</sub>	b <sub>t</sub> /2t <sub>r</sub>	h/t <sub>w</sub>	Q <sub>s</sub>	f <sub>y</sub> , MPa	f <sub>t</sub> , MPa	Q <sub>a</sub>	J/10 <sup>4</sup>	C <sub>w</sub> /10 <sup>12</sup>
H 700 x 400 x 370.5	50	12	600	47200	4449	12712	307	14080	533	2667	106	4022	121	28.6	4.0	50.0	-	-	0.992	0.970	27388	1008	3371	56.33	2085	6	
H 700 x 400 x 351.7	50	8	600	44800	4377	12507	313	13720	533	2667	109	4010	122	28.6	4.0	75.0	-	-	0.990	0.967	27016	991	3344	56.33	2093	5	
H 700 x 400 x 299.9	40	10	620	38200	3688	10536	311	11521	427	2134	106	3216	119	22.9	5.0	62.0	-	-	0.968	0.947	21289	2715	1729	46.46	2644	6	
H 700 x 400 x 290.1	40	8	620	36960	3648	10423	314	11329	427	2133	107	3210	120	22.9	5.0	77.5	-	-	0.985	0.956	21103	2690	1718	46.46	2652	5	
H 700 x 400 x 240.9	32	8	636	30688	3030	8656	314	9359	341	1707	105	2570	117	18.3	6.3	79.5	-	-	0.978	0.943	16621	7158	885	38.08	3344	5	
H 700 x 400 x 216.3	28	8	644	27552	2708	7738	314	8356	299	1493	104	2250	116	16.0	7.1	80.5	-	-	0.974	0.935	14465	12735	597	33.72	3833	5	
H 700 x 400 x 197.8	25	8	650	25200	2462	7035	313	7595	267	1333	103	2010	115	14.3	8.0	81.3	-	-	0.970	0.927	12889	20634	428	30.38	4295	5	
H 700 x 400 x 179.4	22	8	656	22848	2212	6319	311	6827	235	1173	101	1770	114	12.6	9.1	82.0	-	-	0.965	0.917	11351	35257	296	26.97	4871	5	
H 700 x 400 x 167.0	20	8	660	21280	2042	5834	310	6311	213	1067	100	1611	113	11.4	10.0	82.5	-	-	0.961	0.910	10352	52178	225	24.66	5339	5	
H 700 x 350 x 331.3	50	12	600	42200	3920	11200	305	12455	357	2042	92.0	3084	106	25.0	3.5	50.0	-	-	0.991	0.966	27516	1019	2954	37.74	1823	6	
H 700 x 350 x 312.4	50	8	600	39600	3848	10995	311	12095	357	2042	94.8	3072	107	25.0	3.5	75.0	-	-	0.989	0.963	27101	1000	2928	37.74	1831	5	
H 700 x 350 x 268.5	40	10	620	34200	3252	9290	308	10201	286	1634	91.4	2466	104	20.0	4.4	62.0	-	-	0.965	0.941	21390	2747	1515	31.13	2311	6	
H 700 x 350 x 258.7	40	8	620	32960	3212	9177	312	10009	286	1633	93.1	2460	104	20.0	4.4	77.5	-	-	0.983	0.951	21183	2719	1505	31.13	2319	5	
H 700 x 350 x 215.8	25	8	636	27488	2672	7635	312	8291	229	1307	91.2	1970	102	16.0	5.5	79.5	-	-	0.976	0.937	16697	7247	776	25.51	2924	5	
H 700 x 350 x 194.3	28	8	644	24752	2392	6835	311	7415	200	1143	89.9	1725	101	14.0	6.3	80.5	-	-	0.971	0.927	14541	12904	524	22.59	3349	5	
H 700 x 350 x 178.2	25	8	650	22700	2177	6221	310	6751	179	1021	88.7	1542	100	12.5	7.0	81.3	-	-	0.967	0.919	12965	20913	376	20.35	3751	5	
H 700 x 350 x 162.1	22	8	656	20648	1959	5596	308	6081	157	898	87.3	1358	99.2	11.0	8.0	82.0	-	-	0.961	0.909	11429	35717	260	18.07	4250	5	
H 700 x 350 x 151.3	20	8	660	19280	1811	5173	306	5631	143	817	86.1	1236	98.3	10.0	8.8	82.5	-	-	0.957	0.901	10433	52802	198	16.52	4655	5	
H 700 x 350 x 140.6	18	8	664	17912	1661	4745	304	5178	129	735	84.7	1113	97.4	9.00	9.7	83.0	-	-	0.953	0.891	9463	80498	148	14.96	5131	5	
H 700 x 350 x 129.9	16	8	668	16544	1509	4311	302	4723	114	653	83.1	991	96.4	8.00	10.9	83.5	0.976	-	0.947	0.881	845	126828	107	13.37	5694	5	
H 700 x 300 x 237.1	40	10	620	30200	2815	8044	305	8881	180	1200	77.2	1816	88.5	17.1	3.8	62.0	-	-	0.960	0.933	21518	2789	1302	19.60	1978	6	
H 700 x 300 x 227.3	40	8	620	28960	2776	7931	310	8689	180	1200	78.8	1810	89.1	17.1	3.8	77.5	-	-	0.980	0.944	21284	2757	1291	19.60	1987	5	
H 700 x 300 x 190.7	32	8	636	24288	2315	6614	309	7222	144	960	77.0	1450	87.3	13.7	4.7	79.5	-	-	0.973	0.928	16794	7367	667	16.06	2503	5	
H 700 x 300 x 172.3	28	8	644	21952	2076	5931	308	6474	126	840	75.8	1270	86.2	12.0	5.4	80.5	-	-	0.967	0.918	14636	13129	451	14.22	2865	5	
H 700 x 300 x 158.6	25	8	650	20200	1892	5407	306	5908	113	750	74.6	1135	85.3	10.7	6.0	81.3	-	-	0.963	0.909	13061	21283	324	12.81	3207	5	
H 700 x 300 x 144.8	22	8	656	18448	1706	4873	304	5335	99.0	660	73.3	1000	84.3	9.43	6.8	82.0	-	-	0.957	0.898	11528	36326	225	11.38	3630	5	
H 700 x 300 x 135.6	20	8	660	17280	1579	4512	302	4951	90.0	600	72.2	911	83.6	8.57	7.5	82.5	-	-	0.952	0.889	10534	53624	172	10.40	3970	5	
H 700 x 300 x 126.5	18	8	664	16112	1451	4147	300	4565	81.0	540	70.9	821	82.7	7.71	8.3	83.0	-	-	0.947	0.879	9430	81516	128	9.419	4369	5	
H 700 x 300 x 117.3	16	8	668	14944	1322	3777	297	4176	72.0	480	69.4	731	81.7	6.86	9.4	83.5	-	-	0.942	0.868	829	8644	127760	93.6	8.421	4837	5
H 700 x 300 x 108.1	14	8	672	13776	1191	3402	294	3784	63.0	420	67.6	641	80.5	6.00	10.7	84.0	0.984	-	0.935	0.854	0.812	206013	66.6	7.412	5380	5	

\* PANDEO LOCAL  
- Q<sub>s</sub> y Q<sub>a</sub> tabulados corresponden a perfil trabajando en compresión.  
- Valor de Q<sub>a</sub> está determinado para cálculo de tensiones.  
- Valor de Q<sub>s</sub> ó Q<sub>a</sub>, no indicado, significa valor unitario.  
- Para F<sub>y</sub> < 345 MPa, Q<sub>s</sub> = 1 en todos los perfiles de la tabla.  
DISEÑO POR MFGR :  
- Para valores de f distintos de los tabulados, ver tabla 2.4.3 ó interpolar linealmente con el siguiente margen de error :  
- si f < 55 MPa, Q<sub>s</sub> = 1, sin error.  
- si f ≥ 55 MPa, error en Q<sub>a</sub> varía hasta en ± 3 %  
- Flexión simple : - perfil con esbeltez de ala sombreada es no compacto para acero con F<sub>y</sub> = 345 MPa, pero tiene M<sub>n</sub> > 0.92 M<sub>p</sub>.  
- si se usa acero con F<sub>y</sub> ≤ 265 MPa, los perfiles de la tabla clasifican como compactos.  
- Flexión compuesta : ningún ala de perfil de la tabla clasifica como esbelta. Además, si P<sub>u</sub>/φ<sub>b</sub> P<sub>y</sub> ≤ 0.45 ningún alma clasifica como esbelta. Si P<sub>u</sub>/φ<sub>b</sub> P<sub>y</sub> > 0.45, algunas almas pueden clasificarse como esbeltas. Ver tabla 5.5.1 de la Especificación.  
DISEÑO POR TENSIONES ADMISIBLES :  
- Flexión simple : usar Q<sub>s</sub> tabulado y Q<sub>a</sub> = 1.  
- Flexión compuesta ó compresión : usar Q<sub>s</sub> tabulado y F<sub>y</sub> para determinar Q<sub>a</sub>.

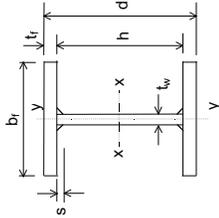
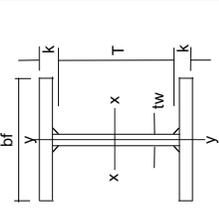


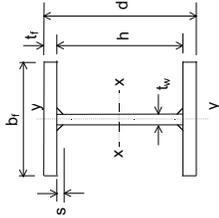
TABLA 2.1.1  
PERFILES SOLDADOS  
SECCIONES H



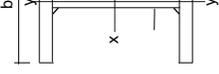
GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN Y PROPIEDADES PARA EL DISEÑO

DESIGNACIÓN	DIMENSIONES			EJE X - X		EJE Y - Y		ESBELTEZ ALA		PANDEO LOCAL*		TORSIÓN Y ALABEO	SOLD. AUTO.														
	d	tr	h	IX/10 <sup>6</sup>	SX/10 <sup>3</sup>	IX/10 <sup>6</sup>	SY/10 <sup>3</sup>	IX	iy	Qs	Qa			X1	X2 x 10 <sup>-8</sup>												
H	mm	mm	mm	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm	MPa	MPa	(1/MPa) <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>6</sup>	mm											
H	600	12	500	2779	9264	260	10375	357	2042	93.4	3081	108	29.2	3.5	41.7	-	-	0.989	0.922	32760	3760	501	2948	27.02	1544	6	
H	600	10	500	38000	2717	9056	267	10000	357	2042	97.0	3067	109	29.2	3.5	83.3	-	-	0.987	0.971	0.962	32112	488	2921	27.02	1551	4
H	600	10	520	33200	2316	7720	264	8516	286	1634	92.8	2463	105	23.3	4.4	52.0	-	-	0.988	0.965	25332	1372	1512	1512	22.41	1963	6
H	600	10	520	31120	2269	7564	270	8246	286	1633	95.8	2455	106	23.3	4.4	86.7	-	-	0.981	0.961	0.950	24911	1343	1497	22.41	1973	4
H	600	10	536	26688	1911	6371	268	6936	229	1307	92.6	1969	104	18.7	5.5	67.0	-	-	0.998	0.961	0.941	19695	3665	774	18.44	2489	5
H	600	10	536	25616	1886	6285	271	6793	229	1307	94.5	1965	104	18.7	5.5	89.3	-	-	0.974	0.949	0.936	19488	3619	769	18.44	2498	4
H	600	10	544	23952	1712	5706	267	6197	200	1143	91.4	1724	103	16.3	6.3	68.0	-	-	0.996	0.954	0.931	17105	6560	522	16.37	2855	5
H	600	10	544	22864	1685	5617	271	6050	200	1143	93.5	1720	103	16.3	6.3	90.7	-	-	0.998	0.969	0.941	16886	6496	516	16.37	2871	4
H	600	10	550	21900	1558	5194	267	5636	179	1021	90.3	1540	102	14.8	7.0	68.8	-	-	0.994	0.948	0.923	15216	10677	374	14.77	3202	5
H	600	10	556	19848	1401	4671	266	5069	157	898	89.0	1356	100	12.6	8.0	69.5	-	-	0.991	0.941	0.913	13380	18329	258	13.13	3635	5
H	600	10	560	18480	1295	4316	265	4687	143	817	87.9	1234	100	11.7	8.8	70.0	-	-	0.989	0.935	0.905	12188	27214	197	12.02	3987	5
H	600	10	564	17112	1187	3956	263	4303	129	735	86.7	1112	98.8	10.5	9.7	70.5	-	-	0.987	0.928	0.896	11028	41721	146	10.89	4404	5
H	600	10	568	15744	1077	3591	262	3916	114	653	85.2	989	97.7	9.33	10.9	71.0	0.993	-	0.984	0.920	0.885	9908	66244	106	9.749	4901	5
H	600	10	520	29200	2002	6673	262	7396	180	1200	78.5	1813	90.0	20.0	3.8	52.0	-	-	-	0.986	0.960	25472	1389	1299	14.11	1681	6
H	600	10	520	27120	1955	6517	268	7126	180	1200	81.5	1805	91.0	20.0	3.8	86.7	-	-	0.978	0.955	0.943	24994	1355	1284	14.11	1690	4
H	600	10	536	23488	1653	5510	265	6027	144	960	78.3	1449	88.6	16.0	4.7	67.0	-	-	0.997	0.956	0.933	19801	3715	665	11.61	2131	5
H	600	10	536	22416	1627	5424	269	5894	144	960	80.2	1445	89.2	16.0	4.7	89.3	-	-	0.970	0.942	0.927	19566	3662	659	11.61	2140	4
H	600	10	544	21152	1483	4942	265	5397	126	840	77.2	1269	87.5	14.0	5.4	68.0	-	-	0.995	0.948	0.922	17209	6655	449	10.31	2443	5
H	600	10	544	20064	1456	4853	269	5249	126	840	79.2	1265	88.3	14.0	5.4	90.7	-	-	0.997	0.965	0.933	16962	6582	443	10.31	2459	4
H	600	10	550	19400	1352	4505	264	4918	113	750	76.2	1134	86.6	12.5	6.0	68.8	-	-	0.993	0.941	0.913	15321	10836	322	9.299	2739	5
H	600	10	556	17648	1218	4059	263	4433	99.0	660	74.9	999	85.6	11.0	6.8	69.5	-	-	0.990	0.933	0.902	13487	18593	223	8.289	3106	5
H	600	10	560	16480	1127	3756	261	4107	90.0	600	73.9	909	84.8	10.0	7.5	70.0	-	-	0.988	0.927	0.893	12299	27573	170	7.569	3403	5
H	600	10	564	15312	1034	3448	260	3779	81.0	540	72.7	819	84.0	9.00	8.3	70.5	-	-	0.985	0.919	0.883	11144	42168	127	6.859	3754	5
H	600	10	568	14144	941	3136	258	3448	72.0	480	71.4	729	83.0	8.00	9.4	71.0	-	-	0.982	0.911	0.872	10033	66648	91.9	6.139	4168	5
H	600	10	572	12976	846	2820	255	3116	63.0	420	69.7	639	81.9	7.00	10.7	71.5	-	-	0.979	0.900	0.858	8981	108815	64.9	5.408	4655	5
H	600	10	536	20288	1395	4648	262	5119	83.4	667	64.1	1009	73.3	13.3	3.9	67.0	-	-	0.997	0.949	0.922	19941	3782	556	6.721	1773	5
H	600	10	536	19216	1369	4563	267	4975	83.4	667	65.9	1005	74.0	13.3	3.9	89.3	-	-	0.965	0.932	0.915	19671	3722	550	6.721	1782	4
H	600	10	544	18352	1253	4178	261	4596	72.9	584	63.0	884	72.4	11.7	4.5	68.0	-	-	0.994	0.940	0.911	17347	6789	376	5.964	2032	5
H	600	10	544	17264	1227	4089	267	4448	72.9	583	65.0	880	73.2	11.7	4.5	90.7	-	-	0.997	0.959	0.922	17063	6703	370	5.964	2047	4
H	600	10	550	16900	1145	3816	260	4199	65.1	521	62.1	790	71.6	10.4	5.0	68.8	-	-	0.992	0.933	0.900	15459	11058	270	5.381	2275	5
H	600	10	556	15448	1034	3446	259	3797	57.3	459	60.9	696	70.6	9.17	5.7	69.5	-	-	0.989	0.924	0.888	13627	18959	187	4.785	2577	5
H	600	10	560	14480	958	3195	257	3527	52.1	417	60.0	634	70.0	8.33	6.3	70.0	-	-	0.986	0.917	0.879	12443	28067	143	4.380	2820	5
H	600	10	564	13512	882	2940	255	3255	46.9	375	58.5	572	69.2	7.50	6.9	70.5	-	-	0.983	0.909	0.868	11297	42777	107	3.969	3104	5
H	600	10	568	12544	804	2681	253	2981	41.7	334	57.7	509	68.3	6.67	7.8	71.0	-	-	0.980	0.899	0.855	10198	67190	78.2	3.553	3436	5
H	600	10	572	11576	726	2419	250	2705	36.5	292	56.1	447	67.3	5.83	8.9	71.5	-	-	0.977	0.888	0.841	9164	108503	55.7	3.130	3821	5
H	600	10	576	10608	646	2154	247	2428	31.3	250	54.3	384	66.0	5.00	10.4	72.0	-	-	0.972	0.876	0.823	8227	178267	38.8	2.701	4253	5

\* PANDEO LOCAL  
- Qs y Qa tabulados corresponden a perfil trabajando en compresión.  
- Valor de Qa está determinado para cálculo de tensiones.  
- Valor de Qs ó Qa, no indicado, significa valor unitario.  
- Para Fy < 345 MPa, Qs = 1 en todos los perfiles de la tabla.  
DISEÑO POR MFGR:  
- Para valores de f distintos de los tabulados, ver tabla 2.4.3 ó interpolar linealmente con el siguiente margen de error:  
- si f < 55 MPa, Qs = 1, sin error.  
- si f ≥ 55 MPa, error en Qa varía hasta en ± 3%  
- Flexión simple: - perfil con esbeltez de ala sombreada es no compacto para acero con Fy = 345 MPa, pero tiene Mn > 0.92Mp.  
- si se usa acero con Fy ≤ 265 MPa, los perfiles de la tabla clasifican como compactos.  
- Flexión compuesta: ningún ala de perfil de la tabla clasifica como esbelta. Además, si Pu/φb, Py < 0.45 ningún alma clasifica como esbelta. Si Pu/φb, Py > 0.45, algunas almas pueden clasificarse como esbeltas. Ver tabla 5.5.1 de la Especificación.  
DISEÑO POR TENSIONES ADMISIBLES:  
- Flexión simple: usar Qs tabulado y Qa = 1.  
- Flexión compuesta o compresión: usar Qs tabulado y Fy = Fy para determinar Qa.



**TABLA 2.1.1**  
**PERFILES SOLDADOS**  
**SECCIONES H**



**GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN Y PROPIEDADES PARA EL DISEÑO**

DESIGNACIÓN	DIMENSIONES		EJE X - X		EJE Y - Y		ESBELTEZ ALA		PANDEO LOCAL*		TORSIÓN Y ALABEO	SOLD. AUTO.									
	d	tr	IX/10 <sup>6</sup>	IX/10 <sup>3</sup>	IX/10 <sup>6</sup>	IX/10 <sup>3</sup>	IA	IB	IA/2tr	IB/2tr			Qs	Qa	X1	X2 x 10 <sup>-8</sup>	J/10 <sup>4</sup>	Cw/10 <sup>12</sup>	√(ECw/GJ)		
H	mm	mm	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>6</sup>	mm				
H 600 x 200 x 122.1	28	8	1024	3414	374	49.0	569	57.3	9.33	3.6	68.0	-	0.993	0.929	0.894	17536	302	3.054	1620	5	
H 600 x 200 x 113.5	28	6	997	3324	373	50.8	565	58.1	9.33	3.6	68.0	-	0.996	0.951	0.907	17204	297	3.054	1636	4	
H 600 x 200 x 113.0	25	8	938	3127	334	48.1	509	56.6	8.33	4.0	68.8	-	-	0.990	0.921	0.883	15647	218	2.755	1812	5
H 600 x 200 x 104.0	22	8	850	2833	294	47.1	449	55.8	7.33	4.5	69.5	-	-	0.987	0.911	0.869	13819	152	2.450	2048	5
H 600 x 200 x 98.0	20	8	790	2634	267	46.2	409	55.1	6.67	5.0	70.0	-	-	0.984	0.903	0.859	12641	117	2.243	2237	5
H 600 x 200 x 91.9	18	8	730	2432	240	45.3	369	54.4	6.00	5.6	70.5	-	-	0.981	0.894	0.847	11504	87.7	2.032	2455	5
H 600 x 200 x 85.9	16	8	668	2227	214	44.2	329	53.6	5.33	6.3	71.0	-	-	0.977	0.885	0.834	10422	64.6	1.819	2706	5
H 600 x 200 x 79.9	14	8	606	2019	187	42.9	289	52.7	4.67	7.1	71.5	-	-	0.973	0.873	0.819	9415	46.6	1.603	2991	5
H 600 x 200 x 73.9	12	8	542	1808	160	41.3	249	51.6	4.00	8.3	72.0	-	-	0.969	0.860	0.801	8517	33.1	1.383	3297	5
H 600 x 200 x 67.8	10	8	478	1594	134	39.3	209	50.1	3.33	10.0	72.5	-	-	0.963	0.844	0.780	7577	23.4	1.160	3590	5
H 500 x 500 x 471.0	50	25	2675	10700	1042	4169	132	6313	156	50.0	5.0	16.0	-	-	-	41921	4401	52.73	1765	14	
H 500 x 500 x 461.6	50	22	2659	10636	1042	4168	133	6298	157	50.0	5.0	18.2	-	-	-	41393	205	4326	52.73	1780	12
H 500 x 500 x 455.3	50	20	2648	10593	1042	4168	134	6290	157	50.0	5.0	20.0	-	-	-	41087	207	4287	52.73	1788	12
H 500 x 500 x 449.0	50	18	2638	10551	1042	4167	135	6282	157	50.0	5.0	22.2	-	-	-	40812	209	4254	52.73	1795	10
H 500 x 500 x 442.7	50	16	2627	10508	1042	4167	136	6276	157	50.0	5.0	25.0	-	-	-	40565	210	4228	52.73	1801	8
H 500 x 500 x 396.4	40	25	2276	9103	834	3336	129	5066	151	40.0	6.3	16.8	-	-	-	33195	522	2373	44.08	2198	14
H 500 x 500 x 386.5	40	22	2257	9029	834	3335	130	5051	152	40.0	6.3	19.1	-	-	-	32512	548	2297	44.08	2234	12
H 500 x 500 x 379.9	40	20	2245	8979	834	3334	131	5042	152	40.0	6.3	21.0	-	-	-	32123	562	2256	44.08	2254	12
H 500 x 500 x 373.3	40	18	2232	8930	834	3334	132	5034	153	40.0	6.3	23.3	-	-	-	31782	573	2223	44.08	2271	10
H 500 x 500 x 366.8	40	16	2220	8880	833	3334	134	5027	153	40.0	6.3	26.3	-	-	-	31485	580	2196	44.08	2285	8
H 500 x 500 x 360.2	40	14	2208	8831	833	3334	135	5021	154	40.0	6.3	30.0	-	-	-	31227	585	2175	44.08	2295	8
H 500 x 500 x 336.8	32	25	1928	7710	867	2669	125	4068	147	32.0	7.8	17.4	-	-	-	27103	1223	1336	36.50	2665	14
H 500 x 500 x 326.5	32	22	1907	7627	867	2668	127	4053	148	32.0	7.8	19.8	-	-	-	26181	1349	1258	36.50	2746	12
H 500 x 500 x 319.7	32	20	1893	7572	867	2668	128	4044	148	32.0	7.8	21.8	-	-	-	25662	1422	1217	36.50	2793	12
H 500 x 500 x 312.8	32	18	1879	7517	867	2668	129	4035	149	32.0	7.8	24.2	-	-	-	25215	1483	1183	36.50	2832	10
H 500 x 500 x 306.0	32	16	1865	7462	867	2667	131	4028	149	32.0	7.8	27.3	-	-	-	24833	1530	1156	36.50	2865	8
H 500 x 500 x 299.1	32	14	1852	7406	867	2667	132	4021	150	32.0	7.8	31.1	-	-	-	24510	1564	1135	36.50	2892	8
H 500 x 500 x 292.3	32	12	1838	7351	867	2667	134	4016	151	32.0	7.8	36.3	-	-	-	24239	1585	1119	36.50	2912	6
H 500 x 500 x 289.5	28	20	1707	6829	584	2335	126	3544	146	28.0	8.9	22.2	-	-	-	22733	2369	858	32.49	3138	12
H 500 x 500 x 282.5	28	18	1693	6770	584	2334	127	3536	147	28.0	8.9	24.7	-	-	-	22196	2526	823	32.49	3203	10
H 500 x 500 x 275.6	28	16	1678	6712	583	2334	129	3528	147	28.0	8.9	27.8	-	-	-	21741	2566	796	32.49	3257	8
H 500 x 500 x 268.6	28	14	1663	6654	583	2334	131	3522	148	28.0	8.9	31.7	-	-	-	21362	2756	775	32.49	3302	8
H 500 x 500 x 259.8	25	18	1548	6193	521	2084	125	3161	145	25.0	10.0	25.0	-	-	-	20081	3860	613	29.38	3529	10
H 500 x 500 x 252.8	25	16	1533	6132	521	2084	127	3154	146	25.0	10.0	28.1	-	-	-	19549	4148	586	29.38	3611	8
H 500 x 500 x 245.7	25	14	1518	6071	521	2084	129	3147	146	25.0	10.0	32.1	-	-	-	19108	4381	564	29.38	3679	8

\* PANDEO LOCAL  
 - Qs y Qa tabulados corresponden a perfil trabajando en compresión.  
 - Valor de Qa está determinado para cálculo de tensiones.  
 - Valor de Qs ó Qa, no indicado, significa valor unitario.  
 - Para Fy < 345 MPa, Qs = 1 en todos los perfiles de la tabla.  
 DISEÑO POR MFGR :  
 - Para valores de f distintos de los tabulados, ver tabla 2.4.3 ó interpolar linealmente con el siguiente margen de error :  
 - si f < 55 MPa, Qs = 1, sin error  
 - si f ≥ 55 MPa, error en Qs varía hasta en ± 3 %  
 - Flexión simple : perfil con esbeltez de ala sombreada es no compacto para acero con Fy = 345 MPa, pero tiene Mn > 0.92Mp.  
 - si se usa acero con Fy ≤ 265 MPa, los perfiles de la tabla clasifican como compactos.  
 - Flexión compuesta : ningún ala de perfil de la tabla clasifica como esbelta. Además, si Pu/φb, Py < 0.45 ningún alma clasifica como esbelta. Si Pu/φb, Py > 0.45, algunas almas pueden clasificarse como esbeltas. Ver tabla 5.5.1 de la Especificación.  
 DISEÑO POR TENSIONES ADMISIBLES :  
 - Flexión simple : usar Qs tabulado y Qa = 1.  
 - Flexión compuesta o compresión : usar Qs tabulado y Fy = Fy para determinar Qa.



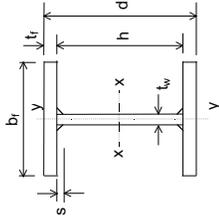
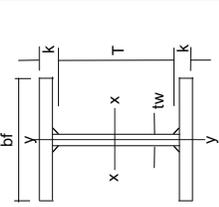


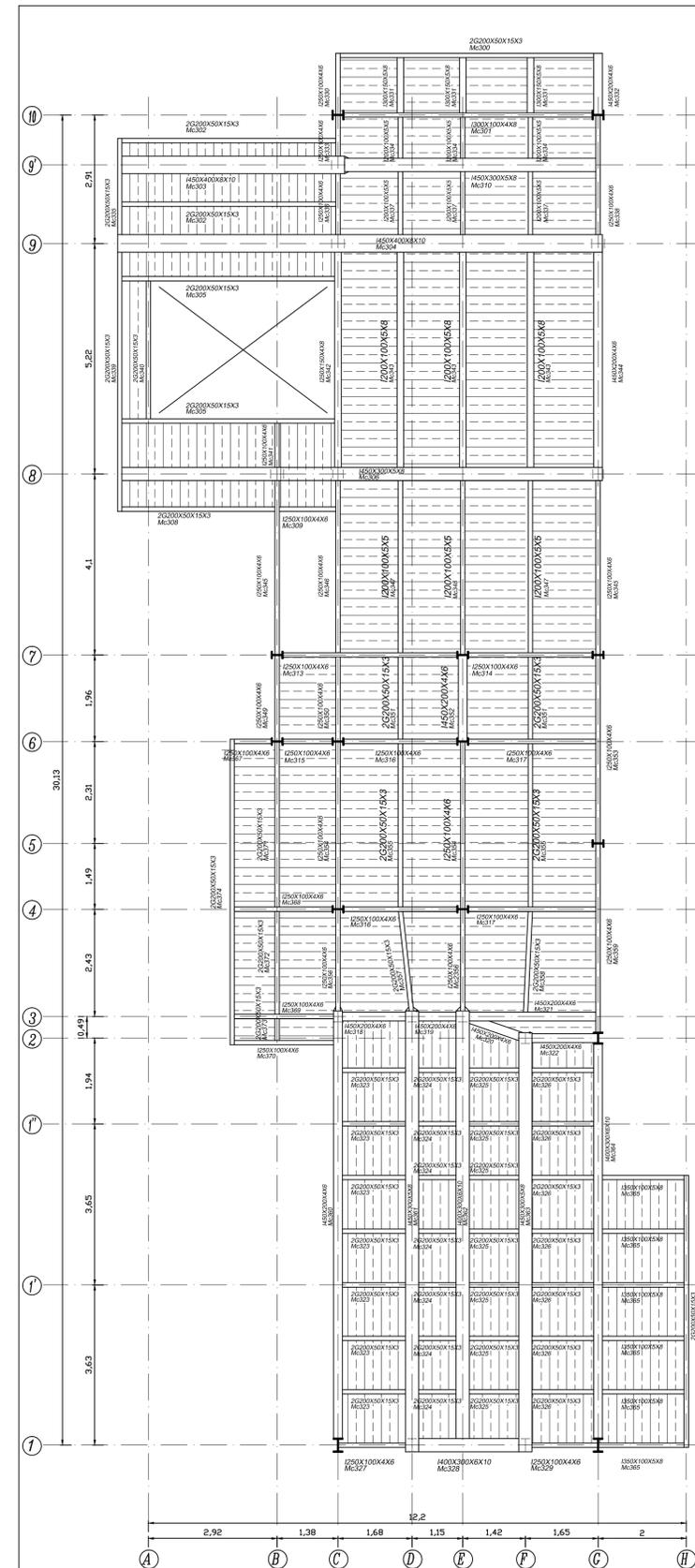
TABLA 2.1.1  
PERFILES SOLDADOS  
SECCIONES H



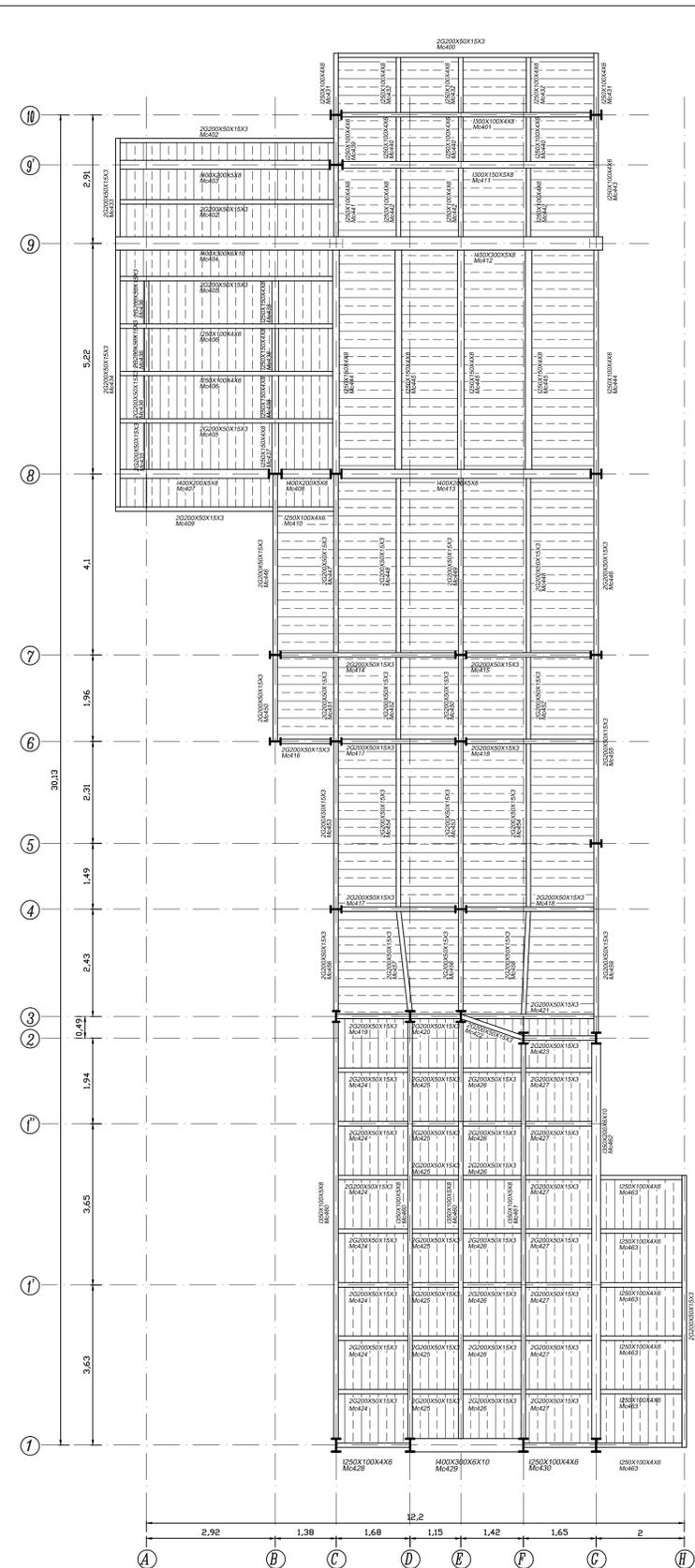
GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN Y PROPIEDADES PARA EL DISEÑO

DESIGNACIÓN	DIMENSIONES			EJE X - X		EJE Y - Y		ESBELTEZ ALA		PANDEO LOCAL*		TORSIÓN Y ALABEO	SOLD. AUTO.												
	d	tr	h	$I_x/10^6$	$S_x/10^3$	$r_x$	$Z_x/10^3$	$I_y/10^6$	$S_y/10^3$	$r_y$	$Z_y/10^3$			$i_a$	$i_b$	$i_c$	$Q_s$	$f_y, MPa$	$Q_a$	$X_1$	$X_2 \times 10^8$	$J/10^4$	$C_w/10^{12}$	$\sqrt{E C_w/GJ}$	
H	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm	mm	mm	mm	mm <sup>4</sup>	MPa	MPa	MPa	(1/MPa) <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>6</sup>	mm	mm		
H 500 x 250 x 153.0	32	8	436	19488	933	3731	219	4124	667	65.4	1007	74.7	16.0	3.9	54.5	-	-	0.980	0.955	1666	554	4.563	1463	5	
H 500 x 250 x 146.1	32	8	436	18616	919	3676	222	4029	667	66.9	1004	75.3	16.0	3.9	72.7	-	-	0.990	0.959	1644	550	4.563	1469	4	
H 500 x 250 x 137.8	28	6	444	17552	839	3356	219	3698	583	64.5	882	73.7	14.0	4.5	55.5	-	-	0.975	0.947	21071	374	3010	1680	5	
H 500 x 250 x 130.8	28	6	444	16664	824	3298	222	3600	583	66.2	879	74.4	14.0	4.5	74.0	-	-	0.987	0.952	20764	369	4.061	1691	4	
H 500 x 250 x 126.4	25	8	450	16100	766	3066	218	3374	521	63.6	788	72.9	12.5	5.0	56.3	-	-	0.971	0.940	18720	269	3.672	1886	5	
H 500 x 250 x 119.3	25	6	450	15200	751	3005	222	3273	458	62.6	785	73.6	12.5	5.0	75.0	-	-	0.984	0.945	18394	264	3.672	1902	4	
H 500 x 250 x 115.0	22	8	456	14648	692	2768	217	3045	458	62.6	695	71.9	11.0	5.7	57.0	-	-	0.965	0.931	16444	186	3.273	2141	5	
H 500 x 250 x 107.8	22	6	456	13736	676	2705	222	2941	458	64.6	692	72.8	11.0	5.7	76.0	-	-	0.980	0.937	16088	181	3.273	2169	4	
H 500 x 250 x 107.4	20	6	460	13680	641	2565	217	2823	417	61.7	632	71.3	10.0	6.3	57.5	-	-	0.961	0.924	14974	142	3.000	2348	5	
H 500 x 250 x 100.2	20	6	460	12760	625	2500	221	2717	417	63.9	629	72.2	10.0	6.3	76.7	-	-	0.977	0.930	14587	12911	137	3.000	2388	4
H 500 x 250 x 99.8	18	6	464	12712	590	2358	215	2600	375	60.7	570	70.5	9.00	6.9	58.0	-	-	0.956	0.916	13550	105	2.723	2591	5	
H 500 x 250 x 92.5	18	6	464	11784	573	2292	220	2492	375	63.1	567	71.5	9.00	6.9	77.3	-	-	0.973	0.923	13119	101	2.723	2652	4	
H 500 x 250 x 92.2	16	8	468	11744	537	2148	214	2374	333	59.6	507	69.7	8.00	7.8	58.5	-	-	0.950	0.907	12182	30954	76.5	2.440	2879	5
H 500 x 250 x 84.8	16	6	468	10808	520	2080	219	2265	333	62.1	504	70.8	8.00	7.8	78.0	-	-	0.969	0.914	11688	33016	71.8	2.440	2974	4
H 500 x 250 x 84.6	14	8	472	10776	484	1934	212	2147	292	58.2	445	68.7	7.00	8.9	59.0	-	-	0.943	0.896	10889	50767	54.0	2.153	3219	5
H 500 x 250 x 77.2	14	6	472	9832	466	1864	218	2035	292	60.9	442	69.9	7.00	8.9	78.7	-	-	0.964	0.903	10302	56805	49.2	2.153	3372	4
H 500 x 250 x 77.0	12	8	476	9808	429	1717	209	1917	250	58.5	383	67.5	6.00	10.4	59.5	-	-	0.935	0.882	9703	85373	37.1	1.861	3610	5
H 500 x 250 x 69.5	12	6	476	8856	411	1645	215	1804	250	59.4	379	68.9	6.00	10.4	79.3	-	-	0.958	0.890	8977	103507	32.3	1.861	3869	4
H 500 x 200 x 115.8	28	8	444	14752	683	2732	215	3037	374	50.3	567	58.5	11.2	3.6	55.5	-	-	0.970	0.937	21285	301	2.079	1341	5	
H 500 x 200 x 108.8	28	6	444	13864	668	2673	220	2939	373	51.9	564	59.1	11.2	3.6	74.0	-	-	0.984	0.942	20921	296	2.079	1351	4	
H 500 x 200 x 106.8	25	8	450	13600	625	2501	214	2780	334	49.5	507	57.7	10.0	4.0	56.3	-	-	0.965	0.929	18933	216	1.880	1503	5	
H 500 x 200 x 99.7	25	6	450	12700	610	2441	219	2679	333	51.2	504	58.4	10.0	4.0	75.0	-	-	0.980	0.934	18547	2028	2.12	1.880	1519	4
H 500 x 200 x 97.7	22	8	456	12448	566	2265	213	2519	294	48.6	447	56.9	8.80	4.5	57.0	-	-	0.959	0.919	16661	8720	150	1.676	1703	5
H 500 x 200 x 90.6	22	6	456	11536	550	2202	218	2415	293	50.4	444	57.7	8.80	4.5	76.0	-	-	0.976	0.925	16238	8786	145	1.676	1731	4
H 500 x 200 x 91.7	20	6	460	11680	526	2104	212	2343	267	47.8	407	56.3	8.00	5.0	57.5	-	-	0.954	0.911	15197	12961	115	1.536	1865	5
H 500 x 200 x 84.5	20	6	460	10760	510	2039	218	2237	267	49.8	404	57.2	8.00	5.0	76.7	-	-	0.973	0.917	14737	13249	110	1.536	1904	4
H 500 x 200 x 85.7	18	6	464	10912	485	1940	211	2166	240	48.9	367	55.6	7.20	5.6	58.0	-	-	0.948	0.902	13783	19825	86.0	1.394	2053	5
H 500 x 200 x 78.4	18	6	464	9984	468	1873	217	2058	240	49.0	364	56.6	7.20	5.6	77.3	-	-	0.969	0.909	13270	20725	81.2	1.394	2112	4
H 500 x 200 x 79.6	16	8	468	10144	443	1773	209	1987	214	45.9	327	54.9	6.40	6.3	58.5	-	-	0.942	0.892	12432	31231	62.9	1.249	2273	5
H 500 x 200 x 72.3	16	6	468	9208	426	1705	215	1877	213	48.1	324	55.9	6.40	6.3	78.0	-	-	0.964	0.899	11843	33830	58.1	1.249	2365	4
H 500 x 200 x 73.6	14	8	472	9376	401	1603	207	1806	187	44.6	288	54.0	5.60	7.1	59.0	-	-	0.934	0.880	11167	50532	44.9	1.102	2527	5
H 500 x 200 x 66.2	14	6	472	8432	383	1533	213	1695	187	47.1	284	55.2	5.60	7.1	78.7	-	-	0.958	0.887	10466	57963	40.1	1.102	2674	4
H 500 x 200 x 67.6	12	8	476	8608	358	1431	204	1624	160	43.1	248	52.9	4.80	8.3	59.5	-	-	0.926	0.866	10024	83042	31.4	0.9526	2810	5
H 500 x 200 x 60.1	12	6	476	7656	340	1359	211	1511	160	45.7	244	54.3	4.80	8.3	79.3	-	-	0.952	0.872	9158	104611	26.6	0.9526	3054	4
H 500 x 200 x 61.5	10	8	480	7840	314	1255	200	1441	134	41.3	208	51.6	4.00	10.0	60.0	-	-	0.915	0.849	9068	134687	21.7	0.8003	3097	5
H 500 x 200 x 54.0	10	6	480	6880	295	1182	207	1326	133	44.0	204	53.1	4.00	10.0	80.0	-	-	0.943	0.855	8008	197751	16.9	0.8003	3513	4

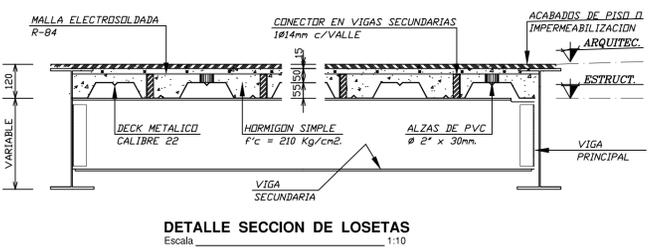
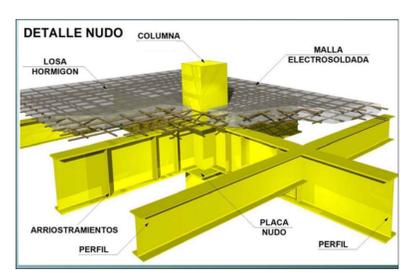
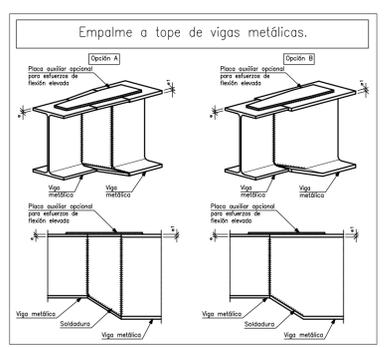
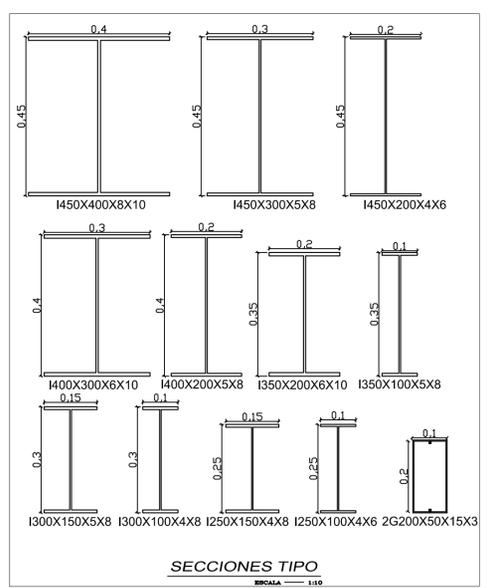
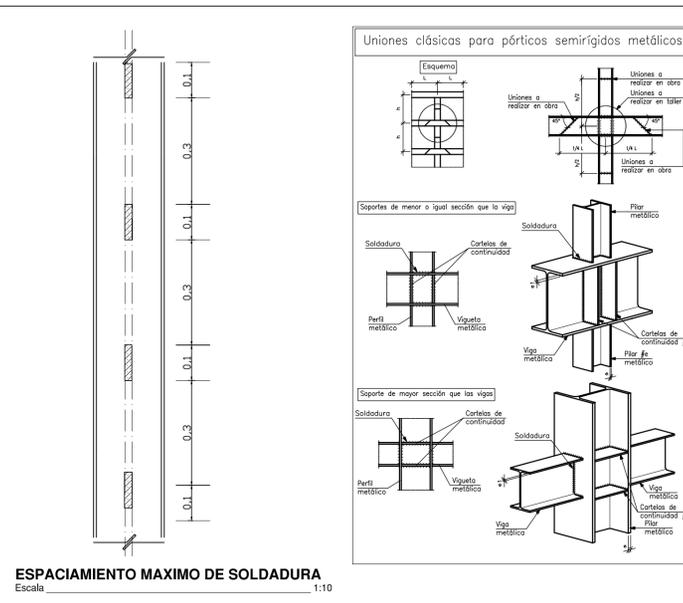
\* PANDEO LOCAL  
-  $Q_s$  y  $Q_a$  tabulados corresponden a perfil trabajando en compresión.  
- Valor de  $Q_a$  está determinado para cálculo de tensiones.  
- Valor de  $Q_s$  ó  $Q_a$ , no indicado, significa valor unitario.  
- Para  $F_y < 345$  MPa,  $Q_s = 1$  en todos los perfiles de la tabla.  
DISEÑO POR MFCCR :  
- Para valores de  $f$  distintos de los tabulados, ver tabla 2.4.3 ó interpolación linealmente con el siguiente margen de error :  
- si  $f < 55$  MPa,  $Q_s = 1$ , sin error.  
- si  $f \geq 55$  MPa, error en  $Q_a$  varía hasta en  $\pm 3\%$   
- Flexión simple : - perfil con esbeltez de ala sombreada es no compacto para acero con  $F_y = 345$  MPa, pero tiene  $M_n \geq 0.92 M_p$ .  
- si se usa acero con  $F_y \leq 265$  MPa, los perfiles de la tabla clasifican como compactos.  
- Flexión compuesta : ningún ala de perfil de la tabla clasifica como esbelta. Además, si  $P_u/\phi_b P_y \leq 0.45$  ningún alma clasifica como esbelta. Si  $P_u/\phi_b P_y > 0.45$ , algunas almas pueden clasificarse como esbeltas. Ver tabla 5.5.1 de la Especificación.  
DISEÑO POR TENSIONES ADMISIBLES :  
- Flexión simple : usar  $Q_s$  tabulado y  $Q_a = 1$ .  
- Flexión compuesta o compresión : usar  $Q_s$  tabulado y  $F_y = F_y$  para determinar  $Q_a$ .



**ARMADO DE LOSA N+2.88**  
ESCALA 1:75



**ARMADO DE LOSA N+5.48**  
ESCALA 1:75



PLANILLA DE PERFILES													
Mc	TIPO	DIMENSIONES				LONG. CORTE	N°	L. TOTAL	DIMENSIONES				
		e	a	b	c				e	a	b	c	
400	ZG	3	0.20	0.05	0.015	5.80	1	5.80	VIGAS N+2.88				
401	I	3	0.30	0.10	0.004	5.65	1	5.65	VIGAS N+5.48				
402	ZG	3	0.20	0.050	0.015	4.85	2	9.70	VIGAS N+2.88				
403	I	3	0.40	0.200	0.005	4.75	1	4.75	VIGAS N+5.48				
404	I	3	0.40	0.300	0.006	4.85	1	4.85	VIGAS N+5.48				
405	ZG	3	0.20	0.050	0.015	4.83	2	9.66	VIGAS N+2.88				
406	I	3	0.25	0.100	0.004	4.83	2	9.66	VIGAS N+5.48				
407	I	3	0.40	0.200	0.005	3.97	1	3.97	VIGAS N+5.48				
408	I	3	0.40	0.200	0.005	3.97	1	3.97	VIGAS N+5.48				
409	ZG	3	0.20	0.050	0.015	1.28	1	1.28	VIGAS N+2.88				
410	I	3	0.25	0.100	0.004	1.28	1	1.28	VIGAS N+5.48				
411	I	3	0.30	0.150	0.005	0.008	5.70	1	5.70	VIGAS N+5.48			
412	I	3	0.45	0.300	0.005	0.008	5.90	1	5.90	VIGAS N+5.48			
413	I	3	0.40	0.200	0.005	0.008	5.65	1	5.65	VIGAS N+5.48			
414	ZG	3	0.20	0.050	0.015	3.96	1	3.96	VIGAS N+2.88				
415	ZG	3	0.20	0.050	0.015	2.82	1	2.82	VIGAS N+2.88				
416	ZG	3	0.20	0.050	0.015	1.13	1	1.13	VIGAS N+2.88				
417	ZG	3	0.20	0.050	0.015	2.58	1	2.58	VIGAS N+2.88				
418	ZG	3	0.20	0.050	0.015	2.90	1	2.90	VIGAS N+2.88				
419	ZG	3	0.20	0.050	0.015	1.68	1	1.68	VIGAS N+2.88				
420	ZG	3	0.20	0.050	0.015	1.15	1	1.15	VIGAS N+2.88				
421	ZG	3	0.20	0.050	0.015	3.00	1	3.00	VIGAS N+2.88				
422	ZG	3	0.20	0.050	0.015	1.50	1	1.50	VIGAS N+2.88				
423	ZG	3	0.20	0.050	0.015	1.65	1	1.65	VIGAS N+2.88				
424	ZG	3	0.20	0.050	0.015	1.58	7	11.06	VIGAS N+2.88				
425	ZG	3	0.20	0.050	0.015	1.05	7	7.35	VIGAS N+2.88				
426	ZG	3	0.20	0.050	0.015	1.32	7	9.24	VIGAS N+2.88				
427	ZG	3	0.20	0.050	0.015	1.50	7	10.50	VIGAS N+2.88				
428	I	3	0.25	0.100	0.004	0.006	1.68	1	1.68	VIGAS N+5.48			
429	I	3	0.40	0.300	0.006	0.01	2.57	1	2.57	VIGAS N+5.48			
430	I	3	0.25	0.100	0.004	0.006	1.65	1	1.65	VIGAS N+5.48			
431	I	3	0.25	0.100	0.004	0.006	1.40	2	2.80	VIGAS N+5.48			
432	I	3	0.25	0.100	0.004	0.006	1.25	3	3.75	VIGAS N+5.48			
433	ZG	3	0.20	0.050	0.015	2.23	1	2.23	VIGAS N+2.88				
434	ZG	3	0.20	0.050	0.015	5.82	1	5.82	VIGAS N+2.88				
435	ZG	3	0.20	0.050	0.015	1.05	1	1.05	VIGAS N+2.88				
436	ZG	3	0.20	0.050	0.015	0.97	3	2.91	VIGAS N+2.88				
437	I	3	0.25	0.150	0.004	0.008	1.15	1	1.15	VIGAS N+5.48			
438	I	3	0.25	0.150	0.004	0.008	0.97	1	0.97	VIGAS N+5.48			
439	I	3	0.25	0.100	0.004	0.006	1.13	1	1.13	VIGAS N+5.48			
440	I	3	0.25	0.100	0.004	0.006	1.00	3	3.00	VIGAS N+5.48			
441	I	3	0.25	0.100	0.004	0.006	1.78	1	1.78	VIGAS N+5.48			
442	I	3	0.25	0.100	0.004	0.006	1.55	3	4.65	VIGAS N+5.48			
443	I	3	0.25	0.100	0.004	0.006	2.90	1	2.90	VIGAS N+5.48			
444	I	3	0.25	0.150	0.004	0.008	5.20	2	10.40	VIGAS N+5.48			
445	I	3	0.25	0.150	0.004	0.008	4.95	3	14.85	VIGAS N+5.48			
446	ZG	3	0.20	0.050	0.015	4.10	2	8.20	VIGAS N+2.88				
447	ZG	3	0.20	0.050	0.015	4.05	1	4.05	VIGAS N+2.88				
448	ZG	3	0.20	0.050	0.015	3.95	2	7.90	VIGAS N+2.88				
449	ZG	3	0.20	0.050	0.015	4.00	1	4.00	VIGAS N+2.88				
450	ZG	3	0.20	0.050	0.015	1.95	2	3.90	VIGAS N+2.88				
451	ZG	3	0.20	0.050	0.015	1.90	1	1.90	VIGAS N+2.88				
452	ZG	3	0.20	0.050	0.015	1.86	2	3.72	VIGAS N+2.88				
453	ZG	3	0.20	0.050	0.015	3.80	2	7.60	VIGAS N+2.88				
454	ZG	3	0.20	0.050	0.015	3.70	2	7.40	VIGAS N+2.88				
455	ZG	3	0.20	0.050	0.015	4.26	1	4.26	VIGAS N+2.88				
456	ZG	3	0.20	0.050	0.015	2.30	2	4.60	VIGAS N+2.88				
457	ZG	3	0.20	0.050	0.015	2.26	1	2.26	VIGAS N+2.88				
458	ZG	3	0.20	0.050	0.015	2.33	1	2.33	VIGAS N+2.88				
459	ZG	3	0.20	0.050	0.015	4.28	1	4.28	VIGAS N+2.88				
460	I	3	0.35	0.100	0.005	0.008	9.44	3	28.32	VIGAS N+5.48			
461	I	3	0.35	0.100	0.005	0.008	8.95	1	8.95	VIGAS N+5.48			
462	I	3	0.35	0.200	0.006	0.010	8.95	1	8.95	VIGAS N+5.48			
463	I	3	0.25	0.100	0.004	0.006	1.85	6	11.10	VIGAS N+5.48			
464	ZG	3	0.20	0.050	0.015	6.15	1	6.15	VIGAS N+2.88				

RESUMEN										
TIPO	PESO KG/M	L. TOTAL	PESO TOTAL KG	# per						
H450X400X8X10	83.05	16.65	1382.95	27						
H450X300X5X8	54.71	5.90	322.79	1.8						
H400X300X6X10	65.00	7.42	482.30	1.2						
H400X200X5X8	40.19	14.87	597.63	2.5						
I300X200X6X10	46.94	8.95	420.11	1.5						
I300X100X5X8	25.87	37.27	966.72	6.2						
I300X150X5X8	29.99	5.70	170.94	1.0						
I300X100X4X8	21.48	5.65	121.36	0.5						
I250X150X4X8	26.19	27.37	716.82	4.6						
I250X100X4X6	18.89	45.38	766.47	7.6						
G200X50X15X3	7.25	343.04	2487.04	57.2						
<b>TOTAL</b>			<b>7042.18</b>	<b>KG</b>						

**ESPECIFICACIONES TECNICAS**

**GENERALIDADES:** EL DISEÑO DEL HORMIGÓN ARMADO Y ACERO, CUMPLE CON LAS NORMAS DEL CÓDIGO NEC, AISC. LOS DETALLES QUE AQUÍ NO CONSTEN DEBERÁN REGIR POR EL MISMO CÓDIGO

1- EL LÍMITE DE FLUENCIA DEL ACERO DE REFUERZO SERÁ  $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$   
 2- EL ESFUERZO UNITARIO A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN A LOS 28 DÍAS SERÁ  $F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$   
 3- CAPACIDAD SUPORTANTE DEL SUELO ES  $q_{adm} = 18 \text{ T/m}^2$  PARTICULAR QUE SERÁ OBLIGACIÓN DEL CONSTRUCTOR VERIFICAR QUE SE CUMPLA EN SITIO.  
 4- USAR PERFILES DOBLADOS EN FRÍO D CONSTRUÍDOS CON ACERO A36  
 5- ES OBLIGACIÓN DEL CONSTRUCTOR DAR CUMPLIMIENTO A LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

**CALCULO ESTRUCTURAL:**  
**DISEÑO DE EDIFICACIÓN USANDO SECCIONES MIXTAS**

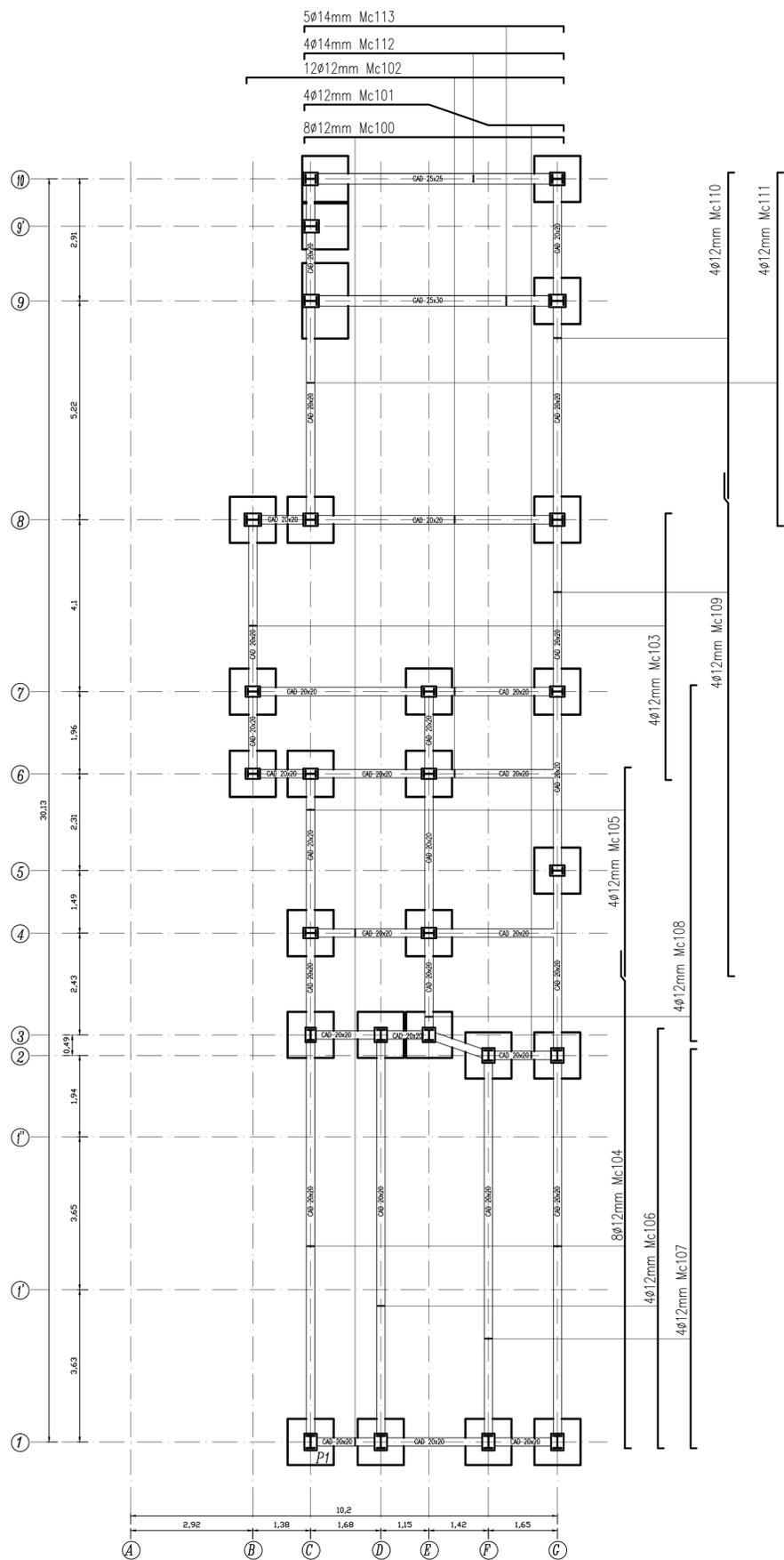
CONTIENE:	ARMADO DE LOSA N+2.88 Y N+5.48	DETALLES DE ARMADO	LAMINA:	MIXTAS
ESCALA:	LAS	INDICADAS	FECHA:	Febrero de 2016

CALCULO:	REVISADO:	REVISADO:
GERMÁN CORONEL U.		
DTBUJID		

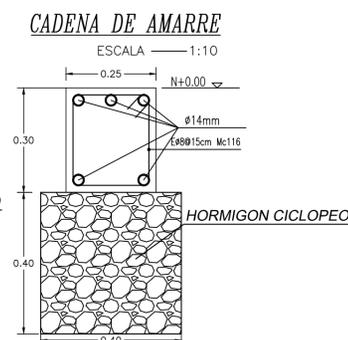
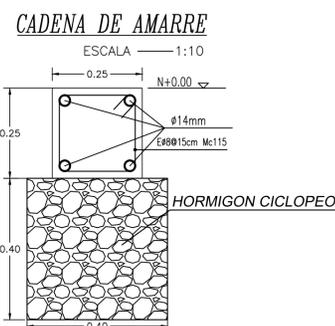
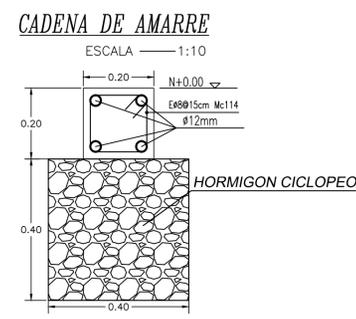
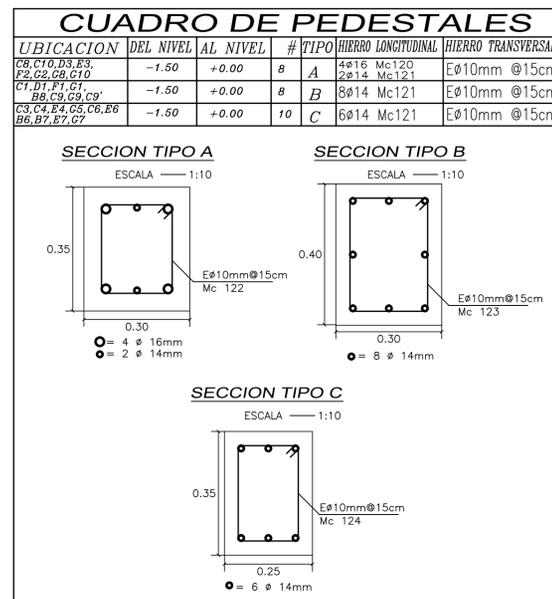
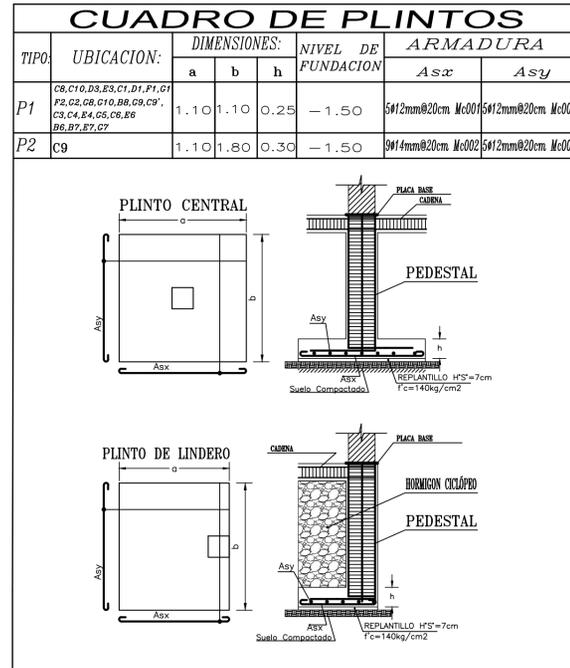
RESUMEN DE HORMIGÓN $F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$				
ELEMENTO	AREA $\text{m}^2$	$\text{m}^3/\text{m}^2$	#	Vol $\text{m}^3$
Losa N+2.88	256,85	0,075	1	19,26
Losa N+5.48	252,95	0,075	1	18,97
<b>TOTAL</b>				<b>38,23</b>

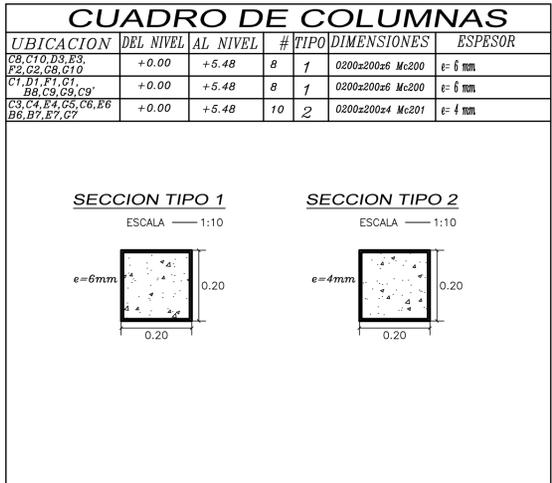
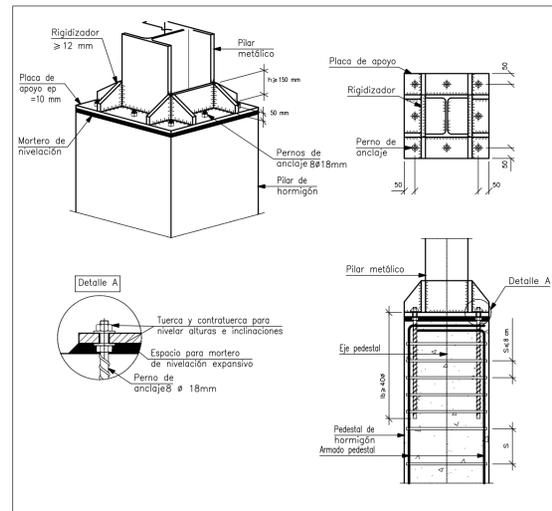
RESUMEN DE DECK METALICO Y MALLA	
ELEMENTO	AREA $\text{m}^2$
DECK METALICO CALIBRE 22 N+2.88	256,85
DECK METALICO CALIBRE 22 N+5.48	252,95
<b>TOTAL</b>	<b>509,80</b>
MALLA R84 N+2.88	256,85
MALLA R84 N+5.48	252,95
<b>TOTAL</b>	<b>509,80</b>



PLANTA DE CIMENTACION  
ESCALA 1:75



DETALLES DE PLACA BASE



ELEMENTO	und	L	B	H	#	Vol m3
CIMIENTO	m3	150	0,4	0,4	1	24,00

ELEMENTO	und	L	B	H	#	Vol m3
Zapatas P1	m3	1,1	1,1	0,25	25	7,56
Zapatas P2	m3	1,8	1,1	0,3	1	0,59
Cadenas 20X20	m3	138	0,2	0,2	1	5,52
Cadenas 25X25	m3	6,12	0,25	0,25	2	0,77
Cadenas 25X30	m3	6,12	0,25	0,3	3	1,38
Pedestales 35X30	m3	1,5	0,35	0,3	8	1,26
Pedestales 30X40	m3	1,5	0,4	0,3	8	1,44
Pedestales 35X25	m3	1,5	0,35	0,35	10	1,84
<b>TOTAL</b>						<b>20,36</b>

### PLANILLA DE HIERROS:

Mc	TIPO	φ mm	DIMENSIONES				LONG. CORTE m	N°	L. TOTAL m
			a m	b m	c m	g m			
ARMADURA EN PLINTOS									
001	C	12	1,00	0,20			1,40	60	84,00
002	C	14	1,70	0,25			1,95	46	89,70
003	C	14	1,00	0,25			1,25	12	15,00
ARMADURA EN CADENAS									
100	C	12	6,12			0,14	6,40	8	51,20
101	C	12	6,20			0,14	6,48	4	25,92
102	C	12	7,47			0,14	7,75	12	93,00
103	C	12	6,28			0,14	6,56	4	26,24
104	L	12	11,86			0,14	12,00	8	96,00
105	L	12	4,90			0,14	5,04	4	20,16
106	C	12	9,92			0,14	10,20	4	40,80
107	C	12	9,44			0,14	9,72	4	38,88
108	C	12	8,40			0,14	8,68	4	34,72
109	I	12	12,00				12,00	4	48,00
110	L	12	7,66			0,14	7,80	4	31,20
111	C	12	8,35			0,14	8,63	4	34,52
112	C	14	6,12			0,14	6,40	4	25,60
113	C	14	6,12			0,14	6,40	5	32,00
114	O	8	0,12	0,12		0,07	0,62	918	568,91
115	O	8	0,17	0,17		0,07	0,82	41	33,46
116	O	8	0,17	0,22		0,07	0,92	41	37,54
ARMADURA EN PEDESTALES									
120	L1	16	1,45	0,40	0,30		1,85	32	59,20
121	L1	14	1,45	0,40	0,30		1,85	140	259,00
122	O	10	0,22	0,27		0,07	1,12	80	89,60
123	O	10	0,22	0,32		0,07	1,22	80	97,60
124	O	10	0,17	0,27		0,07	1,02	100	102,00

DIAMETRO	8	10	12	14	16
PESO Kg./M	0,395	0,617	0,888	1,209	1,579
LONG. TOTAL	639,9	289,2	624,64	421,3	59,2
PESO TOTAL	252,76	178,44	554,68	509,35	93,4768

PESO TOTAL(kg): 1588,71

### PLANILLA DE PERFILES:

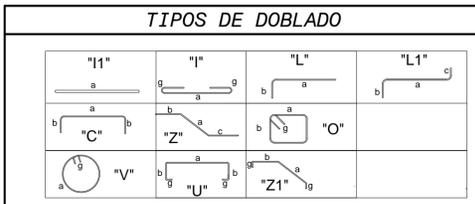
Mc	TIPO	e mm	DIMENSIONES				LONG. CORR m	N°	L. TOTAL m
			a m	b m	c m	e1 m			
COLUMNAS									
200	O	0,20	0,20	0,200	0,200	0,006	5,48	16	87,68
201	O	0,20	0,20	0,200	0,200	0,004	5,48	10	54,80

### RESUMEN

TIPO	PESO KG/M	L. TOTAL	PESO TOTAL	# perf
2C200X200X4	24,61	54,80	1348,63	9,1
2C200X100X6	36,52	87,68	3202,07	14,6
<b>TOTAL</b>			<b>3202,07</b>	<b>KG</b>

Mc	TIPO	e mm	DIMENSIONES				N°	A. TOTAL m2	
			a m	b m	c m	e1 m			e2 m
210	PLACA	10	0,35	0,30			8	0,84	
211	PLACA	10	0,40	0,30			8	0,96	
212	PLACA	10	0,35	0,25			10	0,88	
							<b>TOTAL</b>	<b>209,99</b>	<b>KG</b>

NOTA: TODAS LAS MEDIDAS DEBERAN SER COMPROBADAS EN OBRA



ESPECIFICACIONES TECNICAS

**GENERALIDADES:** EL DISEÑO DEL HORMIGON ARMADO Y ACERO, CUMPLE CON LAS NORMAS DEL CODIGO NEC, AISC, AISC. LOS DETALLES QUE AQUI NO CONSTEN DEBERAN REGIR POR EL MISMO CODIGO.

1- EL LIMITE DE FLECCION DEL ACERO DE REFUERZO SERA  $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$   
 2- EL ESFUERZO UNITARIO A COMPRESION DEL HORMIGON A LOS 28 DIAS SERA  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$   
 3- CAPACIDAD SOPORTANTE DEL SUELO ES:  $q_{adm} = 18 \text{ T/m}^2$  PARTICULAR QUE SERA OBLIGACION DEL CONSTRUCTOR VERIFICAR QUE SE CUMPLA EN SITIO.  
 4- USAR PERFILES DOBLADOS EN FRIO O CONSTRUIDOS CON ACERO A36  
 5- ES OBLIGACION DEL CONSTRUCTOR DAR CUMPLIMIENTO A LAS ESPECIFICACIONES TECNICAS

CALCULO ESTRUCTURAL:  
DISEÑO DE EDIFICACION USANDO SECCIONES MIXTAS

CONTIENE: PLANTA DE CIMENTACION CUADRO DE COLUMNAS	LAMINA: <b>1E/2</b>
ESCALA: LAS — INDICADAS	FECHA: Febrero de 2016
CALCULO: GERMAN CORONEL U.	REVISADO: REVISADO:

DTBUJID: