

**DISEÑO DE “CONEXIONES”: ESTRUCTURA METÁLICA REPRESENTATIVA
PARA LA UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER**

APOLINAR ANDRÉS PINEDA TOBASIA

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO-MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA**

2017

**DISEÑO DE “CONEXIONES”: ESTRUCTURA METÁLICA REPRESENTATIVA
PARA LA UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER**

APOLINAR ANDRÉS PINEDA TOBASIA

Proyecto de grado para optar al título de Ingeniero Civil

DIRECTOR

MIGUEL ANTONIO PERALTA HERNÁNDEZ

M.Sc. en Ingeniería Civil

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO-MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA**

2017

AGRADECIMIENTOS

A Dios por ser tan fiel e incondicional,

A mis abuelos Miguel Tobasia y Ana Quintero, quienes me apoyaron con sus consejos y su sabiduría, que con su ejemplo me formaron como una persona íntegra. Al viejo querido, que disfrutó cada uno de mis reconocimientos académicos y deseó hasta el último día de su vida que este día llegara, le dedico este logro.

A mis padres Apolinar Pineda y Edith Tobasia que con mucho sacrificio me han apoyado en cada uno de mis proyectos, han depositado su confianza en mí y hoy han cumplido su sueño, tienen un hijo ingeniero.

A mis tíos maternos por ser otros padres, por su eterno apoyo incondicional.

Al ingeniero Miguel Peralta por creer en mí, por poner todo su conocimiento y apoyo en la elaboración de este proyecto, por generar en mí el gusto y la inquietud por las estructuras metálicas.

Al ingeniero Fabián Martínez quien fue una persona clave en el desarrollo de este proyecto, quien aportó todo su conocimiento, su dedicación y de forma amena me enseñó y me guió.

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	15
1. MARCO TEÓRICO	17
1.1 MÉTODO DE DISEÑO	17
1.2 CONEXIONES PERNADAS	17
1.2.1 Conexión Tipo Aplastamiento	18
1.2.2 Espaciamiento mínimo entre pernos.....	19
1.2.3 Máximos valores para espaciamiento y distancia al borde	19
1.2.4 Distancia mínima al borde.....	19
1.3 CONEXIONES SOLDADAS.....	20
1.3.1 Ventajas de la Soldadura	20
1.3.2 Soldadura de Filete	21
1.4 ESTADOS LÍMITE	21
1.4.1 Fluencia por cortante	22
1.4.2 Rotura por cortante en el área neta	22
1.4.3 Aplastamiento y Desgarramiento	23
1.4.4 Bloque de Cortante	24
1.4.5 Fluencia por Flexión.....	25
1.4.6 Fractura por Flexión.....	26
1.4.7 Cortante Excéntrico (Método Elástico).....	26
1.4.8 Cortante en los Pernos	28
1.4.9 Rotura por tensión en los Pernos.....	29
1.4.10 Resistencia de la Soldadura de Filete.....	29
2. METODOLOGÍA	31
2.1 DISEÑO DE CONEXIONES A CORTANTE	32
2.1.1 Conexión placa de cortante simple	32

2.1.1.1 Dimensiones	32
2.1.1.2 Número de pernos	34
2.1.1.3 Dimensionamiento de la placa	35
2.1.1.4 Tamaño de la Soldadura.....	37
2.1.1.5 Chequeo de la Vigüeta.....	37
2.1.1.6 Chequeo de la Viga Carguera.....	37
2.1.2 Conexión a cortante de ángulo doble	37
2.1.2.1 Dimensiones	38
2.1.2.2 Número de pernos	38
2.1.2.3 Chequeo en los Ángulos	41
2.1.2.4 Chequeo en la Vigüeta.....	41
2.1.2.5 Chequeo en la Viga	42
2.1.3 Conexión ángulo de asiento sin rigidizar	42
2.1.3.1 Dimensiones	42
2.1.3.2 Longitud mínima de apoyo para el Miembro Soportado.....	43
2.1.3.4 Aplastamiento del alma.....	46
2.1.3.5 Chequeo en el ángulo de asiento	47
2.1.3.6 Chequeo en la columna	47
2.2 DISEÑO DE CONEXIONES A MOMENTO	48
2.2.1 Conexión a momento viga-viga.....	48
2.2.1.1 Dimensionamiento de las placas a cortante.....	48
2.2.1.2 Análisis del alma de la viga sin rigidizadores.	50
2.2.1.3 Espesor de placas de unión requerido.....	50
2.2.1.4 Pre-dimensionamiento de las platinas en las aletas	51
2.2.1.5 Resistencia de las Aletas de la Viga	52
2.2.1.6 Espesor placas a tensión	52
2.2.1.7 Placas a compresión en las aletas.....	52
2.2.2 Conexión PRM placa de extremo des (END PLATE 4E)	54
2.2.2.1 Diseño del perno y la placa de extremo	55
2.2.2.2 Limitaciones Paramétricas en la Precalificación.	56

2.2.2.3	Espesor de la Placa de Extremo	56
2.2.2.4	Diseño de Soldaduras.....	57
2.2.2.5	Chequeos en la Columna.....	58
2.2.2.6	Dimensiones de la Placa de Continuidad.....	58
2.2.2.7	Requerimientos Sísmicos secciones DES	58
2.2.2.8	Zona de Panel.....	58
2.3	PLACA BASE.....	59
2.3.1	Pre-dimensionamiento de la Placa base.....	59
2.3.2	Espesor de la Placa base	61
2.3.3	Chequeo por Aplastamiento del Hormigón	61
2.4	DISEÑO DE CIMENTACIÓN	62
2.4.1	Diseño a flexión sección crítica cara de la columna.....	63
2.4.2	Chequeos por Cortante bidireccional o punzonamiento	65
2.4.3	Chequeo por Cortante Unidireccional	65
2.5	FACTORES AMBIENTALES Y LOCATIVOS.....	66
3.	CONCLUSIONES	68
	BIBLIOGRAFÍA.....	71
	ANEXOS.....	73

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Conexión tipo Aplastamiento	18
Figura 2. Área Efectiva soldadura de filete	21
Figura 3. Esquema fluencia por cortante	22
Figura 4. Esquema fluencia por cortante	22
Figura 5. Desgarre y aplastamiento en un elemento	23
Figura 6. Bloque de cortante.....	24
Figura 7. Fluencia por flexión en desalete	25
Figura 8. Fractura por Flexión.....	26
Figura 9. Excentricidad en Corte.....	27
Figura 10. Roscas incluidas y excluidas en el plano de corte.....	28
Figura 11. Rotura en un perno a tensión	29
Figura 12. Soldadura de Filete.....	29
Figura 13. Detalle de corte en desalete.	33
Figura 14. Excentricidad en la vigueta, conexión ángulos dobles.....	39
Figura 15. Distribución de pernos en Ángulos dobles.....	40
Figura 16. Distribución de pernos en Seat Angles.	43
Figura 17. Distancia mínima de apoyo requerida por la viga.	45
Figura 18. Fluencia local en el alma (hundimiento).....	45
Figura 19. Arrugamiento del alma.....	46
Figura 20. Placas de Empalme	49
Figura 21. Placas de Empalme	51
Figura 22. Vista en planta, placa continua exterior	52
Figura 23. Vista en planta, placa continua exterior	54
Figura 24. Distribución placa de enchape.....	60
Figura 25. Sección crítica para el cálculo del Momento.....	63

Figura 26. Falla por punzonamiento65

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Tabla F.2.10.3-4 Distancias mínimas al borde	20
Tabla 2. Dimensiones Precalificadas	56

LISTA DE ANEXOS

	Pág.
Anexo A. Hojas de Calculo	73
Anexo B. Planos de Taller	114

RESUMEN

TITULO: DISEÑO DE “CONEXIONES”: ESTRUCTURA METÁLICA REPRESENTATIVA PARA LA UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER*

AUTOR: APOLINAR ANDRÉS PINEDA TOBASIA**

PALABRAS CLAVE: Estructura, conexiones, diseño, análisis, resistencia, estados límite, AISC, NSR-10.

El presente documento contiene una guía para el análisis y diseño de “CONEXIONES”: estructura pedagógica en acero para la Universidad Industrial de Santander, proporcionando a los estudiantes una herramienta con la cual familiaricen conceptos teóricos adquiridos en la asignatura de diseño de estructuras metálicas.

El análisis y diseño de la estructura se realizó conforme a las especificaciones y requerimientos del AISC (American Institute of Steel Construction) establecidos en su respectivo Manual y la NSR-10, normativa vigente para la construcción sismo resistente en el país. Se empleó el Método de diseño LRFD (Diseño con factores de carga y resistencia), basado en el estado límite para el cual la estructura pierde su capacidad de soporte, factorizando las cargas y las resistencias con coeficientes establecidos mediante aproximaciones con fundamento probabilístico. Para establecer el pre-dimensionamiento de la estructura, el tipo de conexiones presentes y los perfiles metálicos empleados, se realizó una comparación con el modelo construido por el Ingeniero Duane Ellifritt pionero en la creación de este tipo de monumentos a nivel mundial, realizando las respectivas modificaciones conformes a la normativa vigente. Se suministraron perfiles tentativos a las memorias de cálculo buscando el cumplimiento en resistencia para la carga solicitada, para así generar un diseño definitivo óptimo en relación a peso y capacidad.

* Proyecto de grado

** Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas, Escuela de Ingeniería Civil. Director Miguel Antonio Peralta Hernández

ABSTRACT

TITLE: DESIGN OF "CONNECTIONS": REPRESENTATIVE METALLIC STRUCTURE FOR THE INDUSTRIAL UNIVERSITY OF SANTANDER*

AUTHOR: APOLINAR ANDRÉS PINEDA TOBASIA**

KEYWORDS: Structure, connections, design, analysis, strength, limit states, AISC, NSR-10.

This document contains a guide for the analysis and design of "CONEXIONES": pedagogical sculpture in steel for the Universidad Industrial de Santander, providing to the students a tool in order to assimilate theoretical concepts in the design of metal structures subject.

The analysis and design of the structure was carried out in accordance with the specifications and requirements of the AISC (American Institute of Steel Construction) established in its respective Manual and NSR-10, current design regulations for the construction of earthquake resistant in the country. The design method LRFD (design with load and resistance factors) was used, based on the limit state where the structure loses its support capacity, factoring loads and resistances with coefficients established by probabilistic approaches. In order to establish the pre-dimensioning of the structure, the type of connections present and the metallic profiles used, a comparison with the model built was made by Engineer Duane Ellifritt, a pioneer in the creation of this type of monuments worldwide, performing the respective modifications in accordance with current regulations. Tentative profiles were provided to the calculation report seeking compliance in resistance for the requested load, in order to generate an optimal final design in relation to weight and capacity.

* Project of grade

** Faculty of Engineering Physical Mechanical. School of Engineering Civil. Director Miguel Antonio Peralta Hernández

INTRODUCCIÓN

El vertiginoso desarrollo de la industria y la constante de un mundo cambiante y proactivo ha llevado al ser humano a estar inmerso en la búsqueda continua del factor diferencial que le distinga del otro y le genere valores agregados a la hora de competir en el mundo laboral.

Es allí donde se deben cuestionar los modelos pedagógicos con los que se está formando al futuro profesional, evaluando si los mismos estarán en capacidad de enfrentar, suplir y resolver problemas que le demande su oficio en la sociedad.

La capacidad de transformar y aplicar el conocimiento teórico adquirido en el aula de clase es un factor que está afectando el desenvolvimiento en las labores del profesional que no tuvo contacto con la actividad práctica durante su proceso formativo, como lo argumenta el Centro Interuniversitario de Desarrollo CINDA-CHILE en su investigación sobre las nuevas demandas del desempeño profesional, *una de las quejas más frecuentes es que los jóvenes profesionales son débiles en las aplicaciones; que disponen de conocimientos amplios pero que no saben usarlos en las situaciones de la práctica.*¹

Como búsqueda de mecanismos que contribuyan a la mitigación de este fenómeno, desde la asignatura de “Diseño de estructuras Metálicas” de la Escuela de Ingeniería Civil UIS, se propone el diseño de una escultura en acero de carácter pedagógico que contenga algunos de los tipos de conexiones pernadas y soldadas más empleadas en la construcción con este tipo de material. Esto con el fin de

¹ CENTRO INTERUNIVERSITARIO DE DESARROLLO-CINDA, fondo de desarrollo institucional ministerio de educación-chile. Las nuevas demandas del desempeño profesional y sus implicancias para la docencia universitaria. Santiago de Chile. 2000. p.108

reforzar los conocimientos brindados por el docente con un elemento físico que genere una familiarización y una asimilación más detallada entre el concepto y la realidad práctica, se pretende que el estudiante mediante la interacción con el modelo pueda identificar con más claridad las piezas y los mecanismos de ensamble y montaje dispuestos en una edificación metálica.

La implementación de este mecanismo como método de aprendizaje en el campus universitario contribuirá a una sinergia entre los dos pilares del conocimiento (teoría científica y el mundo práctico) como lo corrobora la teoría del constructivismo: *el conocimiento es la interacción entre los pre saberes del aprendiz y la nueva información a la que está expuesto el mismo, en donde el aprendizaje implica la construcción de modelos para interpretar dicha información.*²

Además de ser una herramienta didáctica, “CONEXIONES” será nuestro ícono hacia la comunidad universitaria y sociedad; consolidando nuestro marcado enfoque en la rama estructural, ya que en la actualidad no contamos con un elemento de simbología propia que nos represente. En el presente documento, se detallará el método de diseño que se empleó para calcular la capacidad de la estructura y su respectivo dimensionamiento, basado en los requerimientos estipulados en el Manual de la AISC y el reglamento colombiano de construcción sismo-resistente.

² VALLEJO, Juan C. El aprendizaje significativo en la relación teoría-práctica. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander. 2004. p.53.

1. MARCO TEÓRICO

1.1 MÉTODO DE DISEÑO

Para el diseño de la estructura se empleó el Método con factores de carga y de resistencia (LFRD), ya que la NSR-10 se basa en este modelo para formular los lineamientos de análisis y diseño de estructuras metálicas en el país. Este método se basa en múltiples eventos probabilísticos tomados propiamente del diseño de estructuras metálicas, generando factores de reducción de carga y capacidad, que aplicados a específicos estados límite determinará la resistencia de la conexión. El principio fundamental del diseño con este análisis se expresa en la ecuación (1).

$$\phi R_n \geq \gamma R_u \quad (1)$$

R_n = Resistencia Nominal

Φ = Factor de Resistencia correspondiente a R_n

R_u = Resistencia requerida

γ = Factor de Carga correspondiente a R_u

1.2 CONEXIONES PERNADAS

El montaje de una estructura en acero con conexiones atornilladas equivale a disminuir los costos en mano de obra y así mismo requiere de personal menos calificado ya que su montaje es más sencillo que la colocación de una soldadura.

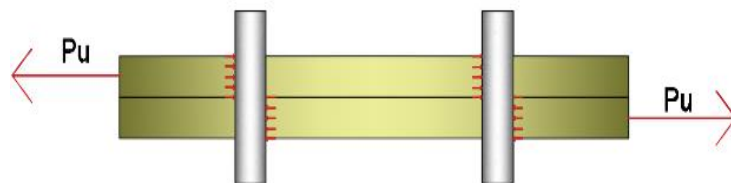
La NSR-10 F.2.10.3.1 establece el uso de pernos de alta resistencia y los agrupa en dos grupos principales según la capacidad del material.³

- Grupo A - ASTM 325, A325M, F1852, A354 Grado BC y A449
- Grupo B - ASTM 490, A490M, F2280 Y A354 Grado BD.

El tamaño de los diámetros comerciales más usados en la construcción comprende el rango de (1/2" a 1 1/2") en denominación A325. Según el numeral F.2.10.3.2 de la NSR-10 ⁴, el tamaño de las perforaciones equivale al diámetro nominal del perno más 1.6 mm ó 3.2 mm según el caso. Este nuevo parámetro es llamado perforación estándar, esto con el fin de evitar afectaciones a los miembros estructurales en casos en que el tornillo no encaje de manera adecuada.

1.2.1 Conexión Tipo Aplastamiento Las conexiones tipo aplastamiento se caracterizan porque las fuerzas de cortante se transfieren por aplastamiento del perno contra las paredes de los elementos. Además, en la mayoría de estas conexiones los tornillos se aseguran solo hasta la condición de apriete sin holgura, es decir con el esfuerzo que puede ejercer el operario con una llave boca fija. Este será el tipo de junta empleado en la estructura ya que no hay grandes sollicitudes de carga que generen importantes deslizamientos en la conexión.

Figura 1. Conexión tipo Aplastamiento



³ ASOCIACION COLOMBIANA DE INGENIERIA SISMICA, Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 Título F: Estructuras Metálicas, Decreto 13 de febrero de 2012. Bogotá, Colombia, 2012, Lit. F.2.10.3.1, p. F-118.

⁴ Ibíd. p. F-119.

1.2.2 Espaciamiento mínimo entre pernos La distancia mínima entre perforaciones estándar, ranuradas o agrandadas establecida por la NSR-10 en el literal F.2.10.3.3 ⁵, no deberá ser menor a 2 2/3 veces el diámetro nominal del perno; se recomienda usar 3d como valor mínimo. En las conexiones presentes en la estructura se tomará el 3d como valor límite.

1.2.3 Máximos valores para espaciamiento y distancia al borde La NSR-10 establece en el literal F.2.10.3.5 ⁶, como valor máximo para distancia al borde en cualquier dirección será 12 veces el espesor de la parte conectada en consideración, pero sin sobrepasar de 150 mm.

El espaciamiento longitudinal en el caso de dos elementos en contacto continuo ya sea de platina y perfil o dos platinas es:

- Para elementos que no estén sometidos a corrosión, no podrá ser mayor a 24 veces el espesor de la platina más delgada ni a 300 mm.
- Para elementos resistentes y expuestos a corrosión no será mayor a 14 veces el espesor de la platina más delgada ni a 180 mm.

1.2.4 Distancia mínima al borde La NSR-10 en la tabla F.2.10.3.4 ⁷, establece las distancias mínimas al borde para perforaciones estándar, sin embargo, en nuestro caso para ser más conservadores se tomó una distancia de 1.5d.

⁵ Ibíd., p. F-121.

⁶ Ibíd. p. F-121.

⁷ Ibíd. p. F-121.

Tabla 1. Tabla F.2.10.3-4 Distancias mínimas al borde

Diámetro del perno mm (pulg.)	Distancia mínima al borde mm
12.7 (1/2")	19.1
15.9 (5/8")	22.2
19.1 (3/4")	25.4
22.2 (7/8")	28.6
25.4 (1")	31.8
28.6 (1 1/8")	38.1
31,8 (1 1/4")	41.3
mayor que 31,8 (1 1/4")	1.25 x d

Fuente. NSR-10 Título F

1.3 CONEXIONES SOLDADAS

La soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante del calentamiento de sus superficies a un estado plástico o fluido, permitiendo que las partes fluyan y se unan (con o sin la adición de otro metal fundido).⁸

1.3.1 Ventajas de la Soldadura

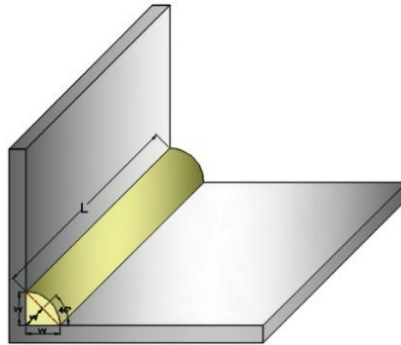
- Economía, el uso de conexiones soldadas disminuye el peso de la estructura ya que elimina placas de unión y empalme además de cabezas de pernos y remaches.
- Las conexiones entre miembros se hacen más rígidas ya que se hacen directamente mediante la soldadura, en el caso de las conexiones pernadas en la mayoría de los casos se realizan mediante ángulo o placas que se deforman por la transferencia de carga haciendo más flexible la estructura.

⁸ McCORMAC Jack C. – CSERNAK Stephen f.. Diseño de Estructuras de Acero. México: Alfaomega. 2012. P.469

- El hecho de requerir menor cantidad de piezas reduce tiempos en detalle, fabricación, montaje y construcción.

1.3.2 Soldadura de Filete Son aquellas que se realizan por traslapeo entre las partes, no necesitan de preparación previa de los miembros a conectar y no requieren de operarios con vasta experiencia y calidad para su elaboración. Su área efectiva se representa en la figura 2 y se expresa en la ecuación (2).

Figura 2. Área Efectiva soldadura de filete



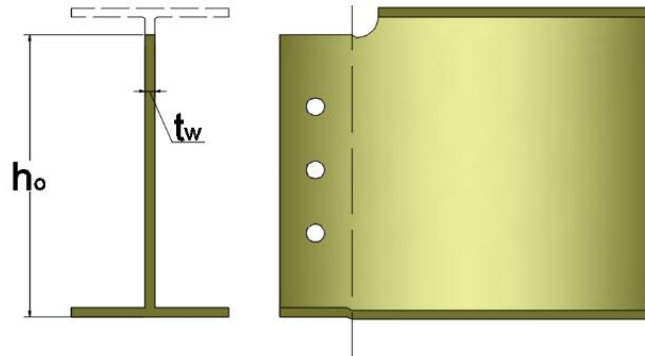
$$A_e = 0.707 * w * L \quad (2)$$

1.4 ESTADOS LÍMITE

El primer y factor más importante en el diseño de las conexiones es definir qué tantas capacidades para resistir carga tienen. Un estado límite es una condición para la cual la estructura deja de cumplir su función establecida, tales como la fractura, la fluencia excesiva, el pandeo, la fatiga y el movimiento bruto del cuerpo rígido. Ante la ausencia de carga (sólo peso propio) en “CONEXIONES”, los estados límite analizados para este diseño serán los inducidos netamente por fuerzas cortantes momentos flectores.

1.4.1 Fluencia por cortante

Figura 3. Esquema fluencia por cortante



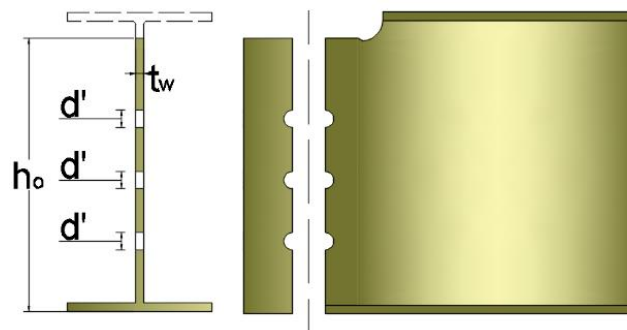
$$\phi R_n = 1.0 * 0.6 * F_y * A_{gv} \quad (3)$$

F_y = Resistencia a la fluencia del elemento

A_{gv} = Área bruta a cortante

1.4.2 Rotura por cortante en el área neta

Figura 4. Esquema fluencia por cortante



$$d' = d_b + 3.2 \quad (4)$$

$$A_{nv} = (h_o - \sum d') * t_w \quad (5)$$

$$\phi R_n = (0.75) * 0.6 * R_u * F_u * A_{nv} \quad (6)$$

F_u = Resistencia a la fractura del elemento

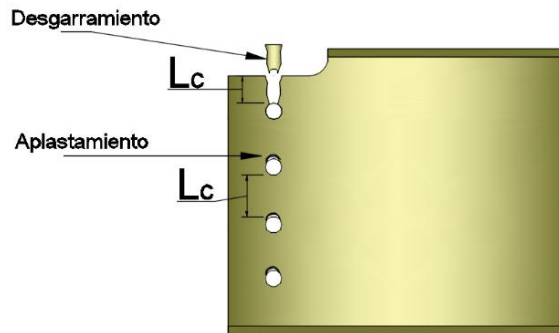
A_{nv} = Área neta a cortante

d_b = Diámetro nominal del perno

t_w = Espesor del alma

1.4.3 Aplastamiento y Desgarramiento

Figura 5. Desgarre y aplastamiento en un elemento



$$\phi R_n = (0.75)1.2 L_c t_w F_u \leq (0.75)2.4 d_b t_w F_u \quad (7)$$

F_u = Resistencia a la fractura del elemento.

L_c = Distancia libre entre agujeros para análisis de un perno interno, distancia vertical libre entre agujero y borde libre para un perno de extremo.

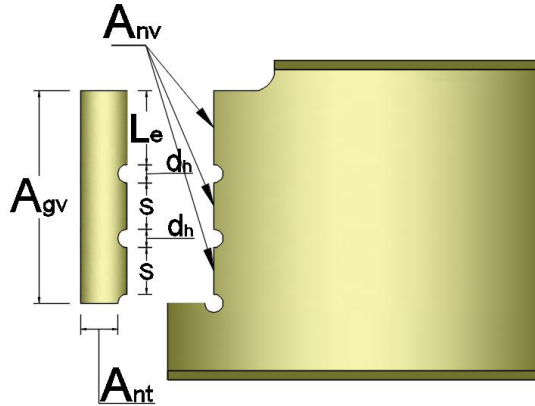
d_b = Diámetro nominal del perno

t_w = Espesor del alma

Para el análisis de aplastamiento y desgarramiento se deben considerar los dos casos dispuestos para la ubicación de un perno (de borde e interno). La capacidad que gobierne en la conexión será la suma de las resistencias del estado límite que

1.4.4 Bloque de Cortante

Figura 6. Bloque de cortante



$$\phi R_n = (0.75)[0.60 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}] \leq (0.75)[0.60 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}] \quad (8)$$

F_u = Resistencia a la fractura del elemento.

A_{nv} = Área neta a cortante (sin agujeros).

A_{gv} = Área bruta a cortante.

A_{nt} = Área neta a tensión (sin agujeros).

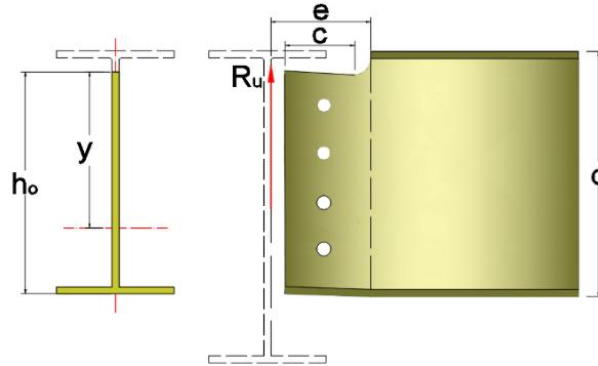
t_w = Espesor del alma

d_h = Diámetro nominal del perno + 1.6 mm

$U_{bs} = 1.0$ (Para ángulos, platinas y vigas con desalete y una fila de pernos)

1.4.5 Fluencia por Flexión

Figura 7. Fluencia por flexión en desalete



$$\phi M_n = (0.90) F_y Z \quad (9)$$

$$Z = \frac{t_w * h^2}{4} \quad (10)$$

$$M_u = R_u * e \quad (11)$$

$$M_u \leq \phi M_n \quad (12)$$

F_y = Resistencia a la fluencia del elemento.

Z = Módulo plástico de la sección.

h = Altura de la sección restando el desalete.

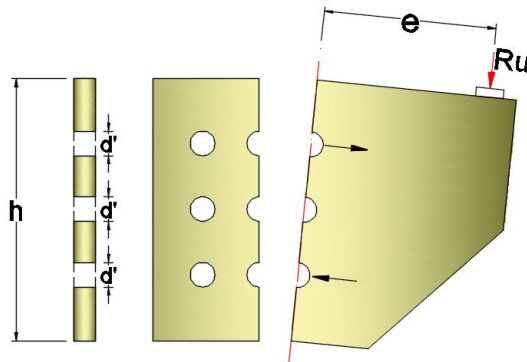
t_w = Espesor del alma del elemento.

e = Excentricidad de la fuerza cortante

R_u = Cortante último.

1.4.6 Fractura por Flexión

Figura 8. Fractura por Flexión



$$\phi M_n = (0.75) F_u Z_{net} \quad (13)$$

$$M_u = R_u * e \quad (14)$$

Cantidad de pernos impar:

$$Z_{net} = 0.25t_p(s - d')(n^2 * s + d') \quad (15)$$

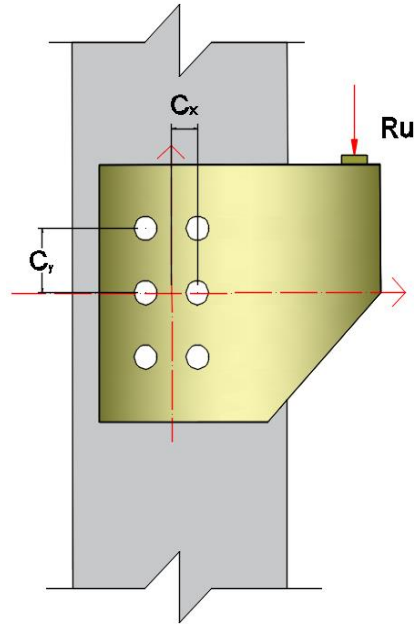
Cantidad de pernos par:

$$Z_{net} = 0.25t_p(s - d')(n^2 * s) \quad (16)$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

1.4.7 Cortante Excéntrico (Método Elástico) La aplicación de una fuerza P_u se analiza como: un cortante directo actuando a través del centro de gravedad (CG) del grupo de pernos y un momento $P_u e$, donde e es la excentricidad. Cada perno asume la misma cantidad de cortante directo y un momento proporcional a su distancia desde el CG. La suma vectorial resultante de estas fuerzas será la resistencia requerida para un perno r_u .

Figura 9. Excentricidad en Corte.



$$r_p = \frac{P_u}{n} \quad (18)$$

$$r_{px} = r_p * \sin \theta \quad (19) \quad r_{py} = r_p * \cos \theta \quad (20)$$

$$r_{mx} = \frac{P_u e C_y}{I_p} \quad (21) \quad r_{my} = \frac{P_u e C_x}{I_p} \quad (22)$$

$$r_u = \sqrt{(r_{px} + r_{mx})^2 + (r_{py} + r_{my})^2} \quad (23)$$

$$r_u \leq \phi r_n \quad (24)$$

r_p = Cortante para cada perno.

r_{px} = Cortante en x para fuerza excéntrica aplicada con un ángulo θ .

r_{py} = Cortante en y para fuerza excéntrica aplicada con un ángulo θ .

r_{mx} = Cortante en x más para el perno más alejado del centro de gravedad debido al momento $P_u e$.

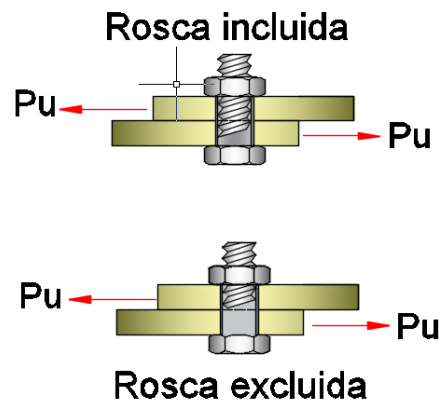
r_{my} = Cortante en y más para el perno más alejado del centro de gravedad debido al momento $P_u e$.

r_u = Resistencia requerida por perno.

I_p = Momento polar de inercia del grupo de pernos.

1.4.8 Cortante en los Pernos

Figura 10. Roscas incluidas y excluidas en el plano de corte.



$$\phi R_n = (0.75) A_b * F_{nv} * N \quad (17)$$

F_{nv} = Resistencia al cortante de un perno.

A_b = Área transversal del perno

N = Número de planos de corte

1.4.9 Rotura por tensión en los Pernos

Figura 11. Rotura en un perno a tensión



Fuente. Didáctica de Conexiones ⁹

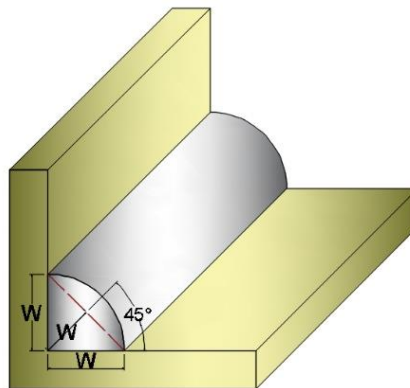
$$\phi R_n = (0.75) A_b * F_{nt} \quad (24)$$

F_{nt} = Resistencia a la tracción de un perno.

A_b = Área transversal del perno

1.4.10 Resistencia de la Soldadura de Filete

Figura 12. Soldadura de Filete



⁹ PERALTA, Miguel A. Didáctica de Conexiones. Bucaramanga: Instituto Colombiano de Construcción con Acero. 2017. p.47.

$$\phi R_n = 0.318 * w * L * F_{EXX} \quad (25)$$

w = Garganta de la soldadura.

L = Longitud del filete.

h = Altura de la sección restando el desalete.

F_{EXX} = Resistencia del electrodo.

2. METODOLOGÍA

El cálculo de la estructura se regirá por la Normativa Colombiana para la construcción Sismorresistente NSR-10 y el Manual para diseño de conexiones de la AISC (American Institute of Steel Construction). Para determinar el pre-dimensionamiento de los miembros a conectar y las cargas (ficticias) que estos soportan se tomó como guía el tamaño del primer árbol de conexiones, construido en La Universidad de Florida y diseñado por el Ingeniero Duane Ellifritt, cuyos planos fueron publicados a través de un Manual escrito por la AISC con el fin de crear una red de estos alrededores del mundo. Los siguientes parámetros fueron los que rigieron el dimensionamiento y diseño de cada uno de los miembros de “CONEXIONES”; si bien puede que algunos de los ítems tengan más contenido teórico y alternativas para la construcción, el objetivo del presente texto es mostrar netamente el diseño con los valores y métodos empleados para el cálculo de esta estructura.

El desarrollo de la guía se distribuye de la siguiente manera: modelo empleado para la elaboración del diseño, tipos de conexiones presentes en la estructura, cálculo de capacidad y diseño respectivo.

2.1 CONEXIONES A CORTANTE

2.1.1 Conexión Placa de cortante simple

2.1.2 Conexión ángulos dobles

2.1.3 Conexión ángulo de asiento

2.2 CONEXIONES A MOMENTO

2.2.1 Conexión Momento VIGA-VIGA

2.2.2 Conexión placa de extremo END-PLATE

2.3 DISEÑO DE PLACA BASE Y PERNOS DE ANCLAJE

2.4 DISEÑO CIMENTACIÓN

2.5 FACTORES AMBIENTALES Y LOCATIVOS QUE AFECTAN LA RESISTENCIA DE LA ESTRUCTURA

2.1 DISEÑO DE CONEXIONES A CORTANTE

2.1.1 Conexión placa de cortante simple Para la unión viga – vigueta se proponen perfiles IPE de 360 y 240 milímetros respectivamente. Esta conexión será sometida a un análisis con los estados límites que el AISC exige para este caso y los cuáles determinarán si ésta cumple con la resistencia mínima necesaria. El material de los miembros será A-572 Gr 50; $V_u = 80$ kN; F. A=1

$$R_u = V_u * F.A = 80 \text{ kN}$$

2.1.1.1 Dimensiones

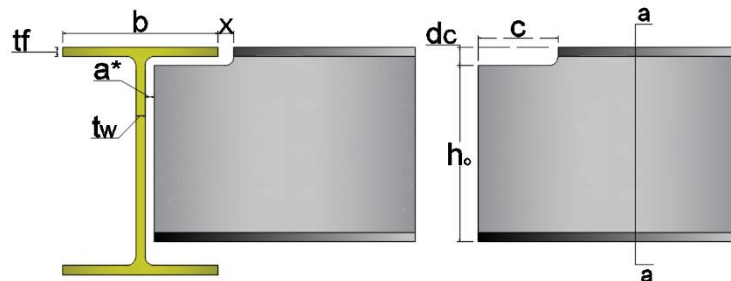
Viga:	Vigueta:
IPE 360	IPE 240
$d = 360$ mm	$d = 240$ mm
$t_w = 8$ mm	$t_w = 6.20$ mm
$b = 170$ mm	$b = 120$ mm

$t_f = 12.70 \text{ mm}$	$t_f = 9.80 \text{ mm}$
$r = 18.0 \text{ mm}$	$r = 15.0 \text{ mm}$
$F_y = 345 \text{ MPa}$	$F_y = 345 \text{ MPa}$
$F_u = 450 \text{ MPa}$	$F_u = 450 \text{ MPa}$

Platina: A-36	Pernos: A325-N	Soldadura:
$F_y = 250 \text{ MPa}$	$d_b = 1/2''$	F70XX
$F_u = 410 \text{ MPa}$	$F_{nv} = 372 \text{ MPa}$	$F_{EXX} = 490 \text{ MPa}$
	$F_{nt} = 620 \text{ MPa}$	

Con el fin de mostrar todas las variables dimensionales que se pueden presentar en este tipo de conexiones, se incluirá un desalete en la vigueta. Este es necesario en casos para los cuales la altura total de la vigueta es mayor a la altura libre entre aletas de la viga y el cambio de perfil no es una opción viable, ver figura 13. La holgura entre el alma de la viga y el borde la vigueta (a^*) es asumida como 10 mm, distancia constructivamente viable y muy común en el medio, así mismo el radio mínimo de curvatura se tomará de 13 mm, valor usualmente empleado para este tipo de cortes; la distancia X entre el borde de la aleta de la viga vista en corte transversal y la aleta de la vigueta se asume por criterios constructivos para hallar el c mínimo, en este caso 12 mm y luego se ajusta al c tomado.

Figura 13. Detalle de corte en desalete.



$$c = \frac{b - t_w}{2} - a^* + x \quad (26)$$

$$c_{min} = \frac{120-6,20}{2} - 10 + 12 = 58,9 \text{ mm} ; \text{ tomamos un } c = 90 \text{ mm}$$

$$d_{min} = k_{vigüeta} = t_f + r \quad (27)$$

$$d_{min} = 9.8 + 15 = 24.8 \text{ mm} ; \text{ tomamos un } d = 30 \text{ mm}$$

c = Corte horizontal del desalete.

d_c = Corte vertical del desalete.

b = Ancho del ala de la viga

d = Altura total de la viga

t_w = Espesor del alma de la viga

a^* = Holgura entre el alma los elementos

x = Holgura entre el ala de la viga y el borde la vigüeta, valor usado = 12 mm

t_f = Espesor del ala de la viga

r = Radio de curvatura de la viga

2.1.1.2 Número de pernos Para el cálculo del número de pernos se debe determinar la resistencia mínima del conector, chequeando aplastamiento, desgarramiento y cortante para un perno. Con este valor se calcula el número de pernos (n) con la ecuación Salmon ¹⁰, y luego se comprueba si ese número de pernos cumple por cortante excéntrico. [Anexos]

Resistencia mínima del conector, dada por el cortante en un perno:

$$\phi r_n = (0.75) A_b * F_{nv} * N$$

$$\phi r_n = [(0.75) * \frac{\pi(0.5*25.4)^2}{4} * 372 * (1)]/1000 = 35.43 \text{ kN}$$

¹⁰ SALMON. C, JOHNSON. J and MALHAS F; Steel Structures; fifth edition. Upper Saddle River: New Jersey 2009; Chapter 13: Connections, p.658.

Separación entre pernos:

$$S_{min} = 3 d_b = 12.7 \leq \mathbf{50 \text{ mm}} \leq S_{max} = 5 d_b = 63.5$$

Distancias mínimas al borde:

$$Le_{v_{min}} = 1.5 d_b = 12.7 ; \mathbf{30 \text{ mm}}$$

$$Le_{h_{min}} = 2 d_b = 25.4 ; \mathbf{30 \text{ mm}}$$

$$a = a^* + Le_{h_{vigüeta}} = 40 \text{ mm}$$

$$e = \frac{a}{2} = 20 \text{ mm}$$

$$n = \sqrt{\frac{6 * R_u * e}{\phi r_n * S}} = \sqrt{\frac{6 * 80 * 20}{35.43 * 50}} = 2.33 ; \mathbf{3 \text{ pernos}}$$

Capacidad requerida vs. Capacidad de la conexión

$$r_u \leq \phi r_n$$

$$r_u = \sqrt{(r_{px} + r_{mx})^2 + (r_{py} + r_{my})^2}$$

$$r_u = \sqrt{(16.0)^2 + (26.7)^2} = 31.13 \text{ kN}$$

$$\mathbf{31.13 \text{ kN} \leq 35.43 \text{ kN} \quad O.K}$$

e = Excentricidad de la fuerza.

S = Espaciamiento entre pernos

ϕr_n = Resistencia a la tracción de un perno.

R_u = Cortante último

2.1.1.3 Dimensionamiento de la placa La altura y el ancho de la placa serán función de las distancias a los bordes y de la separación entre pernos.

$$H = 2 * Le + S * (n - 1) = 160 \text{ mm}$$

$$B = 2 * Le_{h1} + a^* = 70 \text{ mm}$$

- H = Altura de la placa.
 Le = Distancia vertical al borde en la placa.
 Le_{h1} = Distancia horizontal al borde en la placa.
 a^* = Holgura viga-vigueta
 B = Ancho de la placa.

Según la AISC ¹¹, para hallar el espesor de la placa se debe hacer una comparación entre la demanda (R_u) y su resistencia (ϕR_n) para los siguientes estados límite: fluencia a cortante, rotura a cortante, bloque de cortante, fluencia por flexión, aplastamiento y desgarramiento.

$$\phi R_n \geq R_u$$

Las respectivas resistencias ϕR_n se dejarán en función del espesor t_p y se despejará este de la igualdad, regirá el mayor espesor solicitado. En este caso, el estado que gobierna es el de rotura a cortante quien es el que requiere mayor espesor. [Anexos].

$$\Phi R_n = (0,75)(0,6)(H - \Sigma d')t_p F_u \geq R_u$$

$$1000 * (0,75)(0,6) * [160 - 3(12,7 + 3,2)] * (410) * t_p \geq 80 \text{ kN}$$

$$t_p \geq 3,86 \text{ mm}$$

¹¹ AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION; Manual; version 14th; United States of America,2011; Chapter 10: Design of simple shear connections, p.10-102.

2.1.1.4 Tamaño de la Soldadura Considerando las especificaciones del AISC ¹² y la NSR-10 F.2.10.2.2.2 ¹³, para valores máximo y mínimo de la soldadura se tiene:

$$\text{Según AISC: } w = 5/8 t_p = 4 \text{ mm.}$$

Se debe comparar esta w con la misma despejada de la ecuación de resistencia de la soldadura y con los valores máximos y mínimos establecidos por la NSR-10 [Anexos].

2.1.1.5 Chequeo de la Vigüeta Se debe verificar que la resistencia de la vigüeta sea mayor o igual que el cortante último para los siguientes casos de estado límite: aplastamiento y desgarramiento, bloque de cortante, fluencia a cortante, rotura por cortante y fluencia por flexión.

2.1.1.6 Chequeo de la Viga Carguera Se calcula el mínimo espesor del alma de la viga que coincidirá la resistencia a rotura por cortante de esta con la resistencia a rotura por cortante de la soldadura.

$$t_{min} = \frac{0.707 * F_{EXX} * w}{F_u} = 3.1 < 8 \text{ mm } O.K$$

2.1.2 Conexión a cortante de ángulo doble Con el fin de tener un diseño arquitectónico agradable en la estructura se buscó simetría en los elementos, se proporcionaron los mismos perfiles en las conexiones que sus condiciones de resistencia fueran óptimas y cumplieron con los requerimientos de la normativa. Así,

¹² AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION; Manual; version 14th; United States of America,2011; Chapter 10: Design of simple shear connections, p.10-103.

¹³ ASOCIACION COLOMBIANA DE INGENIERIA SISMICA, Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 Título F: Estructuras Metálicas, Decreto 13 de febrero de 2012. Bogotá, Colombia, 2012, Lit. F.2.10.2.2.2, p. F-112.

esta conexión cuenta con los mismos perfiles empleados en la de cortante simple.
El material de los miembros será A-572 Gr 50; $V_u = 100 \text{ kN}$; $F_y = 345 \text{ MPa}$; $F_u = 450 \text{ MPa}$

$$R_u = V_u * F_y = 100 \text{ kN}$$

2.1.2.1 Dimensiones

Viga:	Vigueta:
IPE 360	IPE 240
$d = 360 \text{ mm}$	$d = 240 \text{ mm}$
$t_w = 8 \text{ mm}$	$t_w = 6.20 \text{ mm}$
$b = 170 \text{ mm}$	$b = 120 \text{ mm}$
$t_f = 12.70 \text{ mm}$	$t_f = 9.80 \text{ mm}$
$F_y = 345 \text{ MPa}$	$F_y = 345 \text{ MPa}$
$F_u = 450 \text{ MPa}$	$F_u = 450 \text{ MPa}$

Ángulos: A-36	Pernos: A325-N
$L 5/16 \times 4''$	$d_b = 3/4''$
$F_y = 250 \text{ MPa}$	$F_{nv} = 372 \text{ MPa}$
$F_u = 410 \text{ MPa}$	$F_{nt} = 620 \text{ MPa}$

Desaleta:

$$a^* = 10 \text{ mm} ; r_{\min} = 13 \text{ mm} ; d_c = 30 \text{ mm}$$

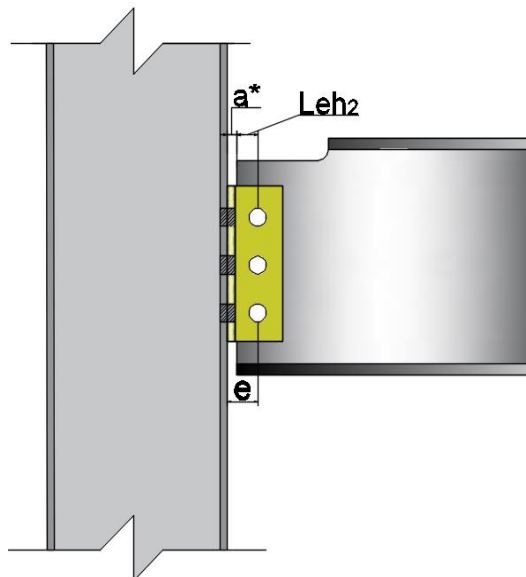
$$c = 90 \text{ mm}$$

2.1.2.2 Número de pernos Esta conexión al ser simétrica por la presencia de ángulos dobles de iguales dimensiones no está sometida a excentricidad en el elemento de soporte (viga), así solo queda en consideración la excentricidad en el

elemento soportado (vigüeta), pero según el Manual AISC 10-8 ¹⁴, establece que esta excentricidad puede ser despreciada en el caso de ser menor o igual a 76.2 mm. En la figura 14 se puede observar la excentricidad en la vigüeta.

En casos en los que no se tenga excentricidad en ninguno de los dos sentidos se debe asignar un número de pernos aleatorio y comprobar si esta cantidad cumple el chequeo de cortante excéntrico por método elástico (comparándolo con la resistencia mínima del conector: aplastamiento, desgarramiento, cortante en un perno).

Figura 14. Excentricidad en la vigüeta, conexión ángulos dobles.



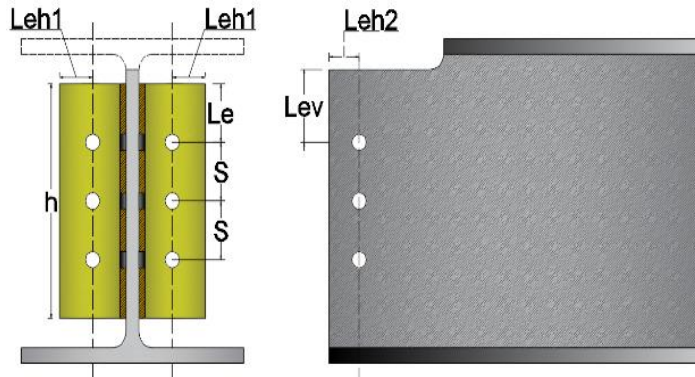
En el caso de ser considerada la excentricidad en el elemento soportado, se debe despejar el número de pernos de la ecuación de Salmon en función de esta excentricidad y hacer el chequeo mencionado anteriormente. Se debe considerar un cortante último $V_u/2$ para el chequeo por cortante excéntrico ya que esta fuerza la están resistiendo los dos ángulos en igual magnitud.

¹⁴ AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION; Manual; version 14th; United States of America,2011; Chapter 10: Design of simple shear connections, p.10-8.

$$e_{vigüeta} = a^* + L_{eh2} = 10 + 40 = 50 \text{ mm} \leq 76.2 \text{ mm} \text{ (Se desprecia la excentricidad)}$$

Probar con 3 pernos, se asigna esta misma cantidad para los dos ángulos en sus dos aletas, esquema indicado en la Figura 15.

Figura 15. Distribución de pernos en Ángulos dobles



Resistencia mínima del Conector en un Ángulo: (Desgarramiento en un Perno de borde)

$$\phi R_n = (0.75)1.2 L_c t_w F_u$$

$$\phi r_n = (0.75 * 1.2 * [30 - 0.5(19.05 + 1.6)] * 7.94 * 450) / 1000$$

$$\phi r_n = 57.65 \text{ kN}$$

Capacidad requerida vs. Capacidad de la conexión

$$r_u \leq \phi r_n$$

$$r_u = \sqrt{16.67^2} = 16.67 \text{ kN}$$

$$16.67 \text{ kN} \leq 57.65 \text{ kN} \quad \text{O.K}$$

e = Excentricidad en el elemento soportado.

a^* = Holgura entre los miembros

L_{eh2} = Distancia horizontal al borde en la vigueta.

Con la cantidad de pernos chequeada por cortante excéntrico se deberá corroborar que estos quepan en la extensión del ángulo y en el alma viga y vigueta limitadas por sus respectivas curvaturas.

2.1.2.3 Chequeo en los Ángulos Según el Manual AISC 10-9 ¹⁵, se debe hacer chequeos en los ángulos para los siguientes estados límite: fluencia por cortante, fractura por cortante, bloque de cortante, aplastamiento y desgarramiento. Las respectivas resistencias deberán ser mayor o igual al cortante último (R_u). Para este análisis, el estado límite gobernante fue el de rotura por cortante y cumplió con la resistencia requerida. [Anexos]

$$\phi R_n \geq R_u$$
$$331.81 \text{ kN} \geq 100 \text{ kN} \quad \text{O.K}$$

2.1.2.4 Chequeo en la Vigueta Para el caso de la vigueta se deberán chequear el aplastamiento y desgarramiento, bloque de cortante y fluencia por flexión en el alma.

En este caso el estado gobernante fue el de bloque de cortante y también cumplió con la resistencia requerida. *Ver anexos.*

$$\phi R_n \geq R_u$$

¹⁵ AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION; Manual; version 14th; United States of America,2011; Chapter 10: Design of simple shear connections, p.10-9.

$$178.91 \text{ kN} \geq 100 \text{ kN} \quad O.K$$

2.1.2.5 Chequeo en la Viga En la viga sólo es necesario chequear el aplastamiento producido por los pernos.

$$\phi R_n \geq R_u$$

$$740.66 \text{ kN} \geq 100 \text{ kN} \quad O.K$$

2.1.3 Conexión ángulo de asiento sin rigidizar Esta conexión se hará entre la columna eje de la estructura, con perfil HEA 360 y una viga IPE 360 como se indicó anteriormente para mantener uniformidad en el dimensionamiento. El material de los miembros será A-572 Gr 50; $V_u = 100 \text{ kN}$; F. A=1

$$R_u = V_u * F.A = 100 \text{ kN}$$

2.1.3.1 Dimensiones

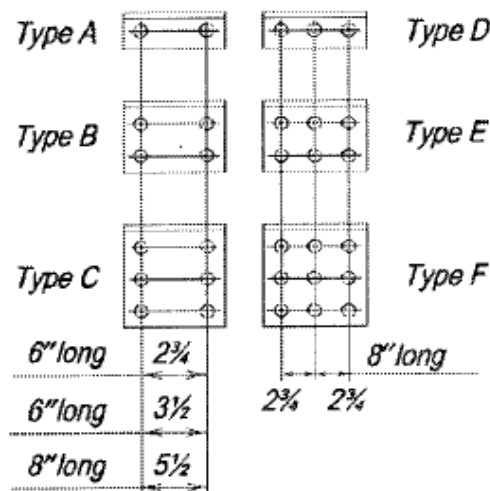
Columna:	Viga:
HEA 360	IPE 360
$d = 350 \text{ mm}$	$d = 360 \text{ mm}$
$t_w = 10 \text{ mm}$	$t_w = 8.0 \text{ mm}$
$b = 300 \text{ mm}$	$b = 170 \text{ mm}$
$t_f = 17.50 \text{ mm}$	$t_f = 12.70 \text{ mm}$
$F_y = 345 \text{ MPa}$	$F_y = 345 \text{ MP}$
$F_u = 450 \text{ MPa}$	$F_u = 450 \text{ MPa}$

Ángulos: A-36	Pernos: A325-N
Top L 1/4 x 4"	db = 3/4"
Seat L 1/2 x 4"	$F_{nv} = 372 \text{ MPa}$
$F_y = 250 \text{ MPa}$	$F_{nt} = 620 \text{ MPa}$

$$F_u = 410 \text{ MPa}$$

Según el Manual AISC 10-84 ¹⁶, el ángulo superior (angle top) puede ir conectado al alma del elemento soportado o en la parte superior de este, y no necesita de ningún tipo de cálculo ni diseño. Recomiendan usar un top angle de 4" y espesor mínimo de 1/4" con dos pernos. El ángulo de asiento (seat angle) será el que llevará la reacción total de la viga soportada, para este recomiendan longitudes de 6 ó 8 pulgadas, la configuración de los pernos se muestra en la figura 16.

Figura 16. Distribución de pernos en Seat Angles.



Para este diseño se usarán seat angles de 3/8 x 4" y longitud total de 6", con una configuración de pernos tipo A, con separación horizontal de 3 1/2".

2.1.3.2 Longitud mínima de apoyo para el Miembro Soportado Para hallar la longitud mínima requerida para que la viga pueda ser apoyada en el ángulo (l_{breq}) se deben considerar los estados límite de fluencia local y aplastamiento del alma. Conociendo el valor del cortante último de igualan las resistencias y se despeja el

¹⁶ AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION; Manual; version 14th; United States of America, 2011; Chapter 10: Design of simple shear connections, p.10-84.

valor de l_b . Establece el Manual AISC que este valor no puede ser menor al k_{des} de la viga ¹⁷, si la igualdad arroja un valor negativo también se asumirá el valor mínimo. La longitud $l_{b_{req}}$ se puede observar en la figura 17.

Además, indica el Manual AISC 10-85 ¹⁸, previendo posibles desfases de fábrica en la longitud de la viga: se deje una holgura (setback) entre la columna y la viga apoyada; constructivamente el setback será de 1/2" pero para efectos de cálculo se tomará 3/4". El l_b con la actual configuración de la conexión se detalla de la siguiente manera:

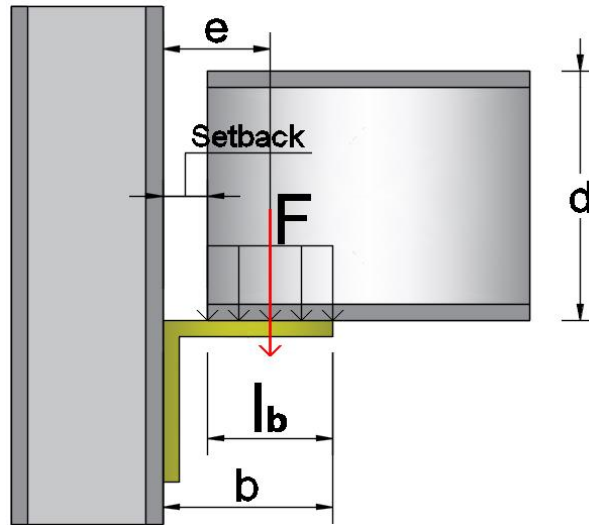
$$l_b = b - setback = 4(25.4) - \frac{3}{4}(25.4) = 82.55 \text{ mm}$$

$$e = setback + \frac{l_b}{2} = \frac{3}{4}(25.4) + \frac{82.55}{2} = 60.3 \text{ mm}$$

¹⁷ AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION; Manual; version 14th; United States of America,2011; Chapter 10: Design of simple shear connections, p.10-86.

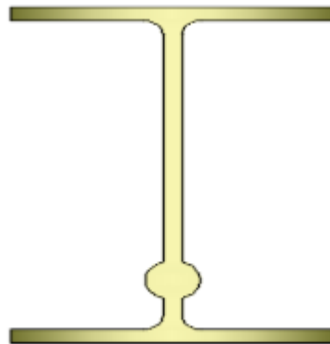
¹⁸ *Ibíd.*, p.10-85.

Figura 17. Distancia mínima de apoyo requerida por la viga.



2.1.3.3 Fluencia local del alma

Figura 18. Fluencia local en el alma (hundimiento)



Si: F es aplicada a una distancia $> d$ desde el extremo:

$$\phi R_n = (1.0)(5k + l_b) t_w * F_{yw} \quad (28)$$

Si: F aplicada a una distancia $\leq d$ desde el extremo:

$$\phi R_n = (1.0)(2.5k + l_b) t_w * F_{yw} \quad (29)$$

$$e = 60.3 \text{ mm} < d = 360 \text{ mm}$$

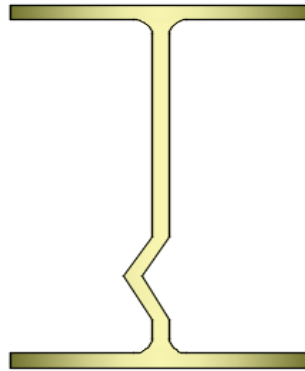
$$\begin{aligned} \phi R_n &= (1,0)(2,5k + lb_{req})t_w F_{yv} \geq R_u \\ (1,0)(2,5 * 12,7 + lb_{req}) * 8 * 345 &\geq 100 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$lb_{req} \geq 4.48 \text{ mm}$$

lb_{req} al ser menor que el $k_{des} = 12.7$, $lb_{req} = 12.7 \text{ mm}$

2.1.3.4 Aplastamiento del alma

Figura 19. Arrugamiento del alma



Si: F es aplicada a una distancia $\geq d/2$ desde el extremo:

$$\phi R_n = (0.75)(0.8)t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{h} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (30)$$

Si: F aplicada a una distancia $\leq d/2$ desde el extremo:

Para $(l_b/d)_{\max} \leq 0,2$

$$\phi R_n = (0.75)(0.4)t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{h} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (31)$$

Para $(l_b/d)_{\max} > 0,2$

$$\phi R_n = (0.75)(0.4)t_w^2 \left[1 + \left(4 \frac{l_b}{h} - 0.2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (32)$$

$$e = 60.3 \text{ mm} < d = 360 \text{ mm}$$

$$\phi R_n \geq R_u$$

$$l_{b_{req}} \geq (-72.43) \text{ mm}$$

$$l_{b_{req}} \text{ al ser menor que el } k_{des} = 12.7, \mathbf{l_{b_{req}} = 12.7 \text{ mm}}$$

En este caso, el estado que más l_b requiere es el de fluencia local del alma [Anexos], con una solicitud de 4.48 mm, y que será llevada hasta el mínimo equivalente al $k_{des} = 12.7$ mm.

$$\mathbf{l_{b_{sum}} = 82,55 \text{ mm} \geq 12,7 \text{ mm} \quad O.K}$$

2.1.3.5 Chequeo en el ángulo de asiento Para el caso del seat angle se deberán chequear la fluencia por cortante, resistencia al corte de los pernos, fluencia por flexión y el aplastamiento de un perno en el ángulo.

El estado que gobernó el chequeo fue el de cortante en los pernos, cumplió con la resistencia requerida. [anexos].

$$\phi R_n \geq R_u$$

$$159.03 \text{ kN} \geq 100 \text{ kN} \quad O.K$$

2.1.3.6 Chequeo en la columna En la columna se analiza que el aplastamiento producido por un perno cumpla con la resistencia requerida. [Anexos]

$$\phi R_n \geq R_u$$

$$154.3 \text{ kN} \geq 50 \text{ kN} \quad \text{O.K}$$

2.2 DISEÑO DE CONEXIONES A MOMENTO

2.2.1 Conexión a momento viga-viga La conexión a momento de dos vigas se basa principalmente en el hecho de impedir la rotación de los miembros. Para esta restricción se cuenta con placas en las aletas de las vigas que contrarrestan la flexión producida por los miembros. Así mismo, se cuenta con placas pernadas en el alma soportando el cortante último. $V_u = 500 \text{ kN}$; $M_u = 200 \text{ kN.m}$ F. A=1; Holgura entre vigas = 10 mm.

Vigas: IPE 400	Platinas: A-36
$d = 400 \text{ mm}$	$F_y = 250 \text{ MPa}$
$t_w = 8.6 \text{ mm}$	$F_u = 410 \text{ MPa}$

$$b = 180 \text{ mm}$$

$$t_f = 13.5 \text{ mm}$$

$$F_y = 345 \text{ MPa}$$

$$F_u = 450 \text{ MPa}$$

Pernos en el Alma:	Pernos en las Aletas:
A490-N	A490-N
$db = 3/4''$	$db = 5/8''$
$F_{nv} = 457 \text{ MPa}$	$F_{nv} = 372 \text{ MPa}$
$F_{nt} = 780 \text{ MPa}$	$F_{nt} = 620 \text{ MPa}$

2.2.1.1 Dimensionamiento de las placas a cortante Como se han venido analizando las conexiones a cortante, el primer paso es el cálculo del número de

pernos. Se debe hallar la resistencia mínima del conector (aplastamiento, desgarramiento y cortante en un perno), compararlo con el cortante último y corroborar que cumpla con el chequeo por cortante excéntrico.

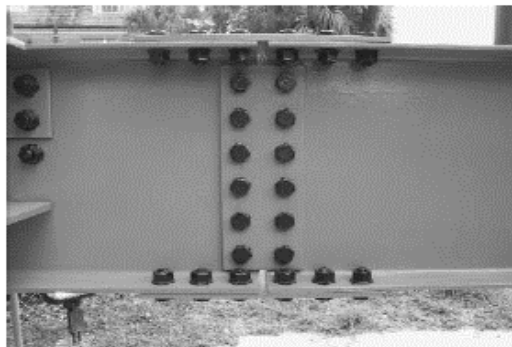
Resistencia mínima del Conector la Viga: (Aplastamiento en un perno)

$$\begin{aligned}\phi r_n &= (0.75)2.4 d_b t_w F_u \\ \phi r_n &= (0.75)2.4 (19,05)(8,6)(450) \\ \phi r_n &132.70 \text{ kN} \\ N &= \frac{V_u}{\phi r_n} = \frac{500}{132.70} = 3.77 \text{ pernos}\end{aligned}$$

Se prueba con 10 pernos distribuidos en 2 columnas y 5 filas. Las distancias a borde, separación entre pernos y máximas dimensiones para la placa son indicadas en los anexos y fueron calculadas conforme a lo establecido en los numerales 2.2.2 y 2.2.4 del presente documento.

$$\begin{aligned}r_u &\leq \phi r_n \\ 128.5 \text{ kN} &\leq 132.7 \text{ kN} \quad O.K\end{aligned}$$

Figura 20. Placas de Empalme



Fuente. Planos AISC. ¹⁹

¹⁹ AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION; Connections Teaching Toolkit; United

2.2.1.2 Análisis del alma de la viga sin rigidizadores. Para el alma de la viga se deben chequear los siguientes estados límite: fluencia por cortante, rotura por cortante, aplastamiento y desgarramiento.

El estado que gobernó el chequeo fue el de aplastamiento para pernos internos y externos ya que en este caso el desgarramiento en pernos de borde no es posible por la presencia de las aletas de la viga. [Anexos].

$$\phi R_n \geq R_u$$
$$1327.0 \text{ kN} \geq 500 \text{ kN} \quad \text{O.K}$$

2.2.1.3 Espesor de placas de unión requerido Debido a la existencia de dos placas (una a cada lado del alma), la resistencia a cortante requerida para cada una corresponde a la mitad del cortante último, V_u . Para el caso del momento requerido M_u que debe soportar cada placa equivale a $(V_u \cdot e/4)$. Se deben calcular las resistencias respectivas para los estados límite de fluencia por cortante, rotura por cortante, bloque de cortante, fluencia por flexión, fractura por flexión, aplastamiento y desgarramiento.

$$\phi R_n \geq R_u/2$$
$$\phi M_n \geq M_u/2$$
$$\phi M_n \geq V_u e/4$$

Las resistencias ϕR_n se dejarán en función del espesor t_p y se despejará este de la igualdad, regirá el mayor espesor solicitado. En este caso, el estado que gobierna por corte es la rotura, por flexión la mayor solicitud se da por la fractura. [Anexos]

$$t_p \geq 6.49 \text{ mm (Rotura por cortante)}$$

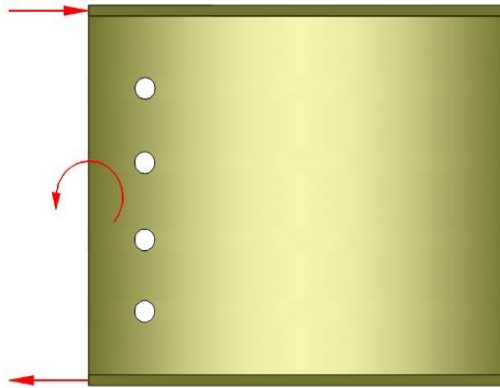
States of America, Moment Connection, p.5-8.

$$t_p \geq 4.73 \text{ mm (Fractura por flexión)}$$

$$t_p = 5/16" = 7.94 \text{ mm}$$

2.2.1.4 Pre-dimensionamiento de las platinas en las aletas La fuerza que deben soportar todos los pernos de la aleta P_{uf} , corresponde al par que resulta del momento M_u . Este momento puede ser resuelto como una pareja tensión – compresión (Figura 20) actuando como una fuerza axial en las alas de la viga.

Figura 21. Placas de Empalme



$$P_{uf} = \frac{M_u}{d} = \frac{200}{400} = 500 \text{ kN}$$

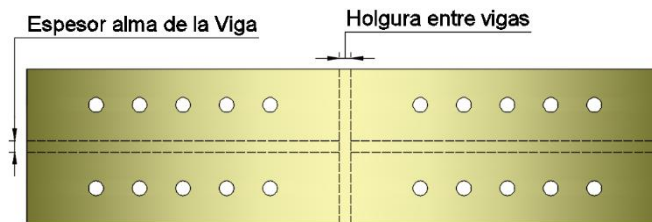
Se calcula la resistencia por cortante en los pernos, aplastamiento y desgarramiento. Con el valor de P_{uf} se despeja el número de pernos. [Anexos]

$$\phi r_n = 68.21 \text{ kN (Cortante en los pernos)}$$

$$N = \frac{P_{uf}}{\phi r_n} = \frac{500}{68.21} = 8 \text{ pernos}$$

Se deberá corroborar que la cantidad de pernos quepan en la aleta de la viga con sus respectivos espaciamientos y distancias a borde. Además, se debe establecer si se quiere usar platinas en la parte exterior e interior de las aletas (con más dificultades geométricas por el obstáculo que interpone el alma de la viga) o simplemente colocar solo platinas en la parte exterior con mayor espesor Figura 20).

Figura 22. Vista en planta, placa continua exterior



2.2.1.5 Resistencia de las Aletas de la Viga Se chequean aletas por aplastamiento, desgarramiento, bloque de cortante y cortante en los pernos, siendo este último el gobernante con una resistencia

$$\phi R_n = 545.66 \text{ kN} > P_{uf}$$

2.2.1.6 Espesor placas a tensión Para esta conexión se empleará platina única en la parte exterior de la aleta de la viga con el fin de no tener dificultades geométricas con el alma de la viga. Se deberán calcular las resistencias para los estados límites indicados (fluencia por tensión, bloque de cortante, rotura por tensión, aplastamiento y desgarramiento) despejar el valor de t_p .

$$t_p = 12.25 \text{ mm (Fluencia por tensión); Se suministra platina de } 5/8''$$

2.2.1.7 Placas a compresión en las aletas. Para estas placas se debe verificar el pandeo por compresión entre pernos consecutivos. Se debe hallar el radio de giro

y la longitud efectiva k para calcular el esfuerzo crítico y con este la resistencia a la compresión de las platinas. [Anexos]

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (30) \quad F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (31)$$

La NSR-10 F.2.5.3 establece dos expresiones para el cálculo del esfuerzo de pandeo por flexión:

$$\text{Para: } \frac{KL}{r} \leq 4.71$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (32)$$

$$\text{Para: } \frac{KL}{r} > 4.71$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (33)$$

r = Radio de giro.

L = Espaciamiento máximo entre pernos.

K = Factor de longitud efectiva, 0.65

F_{cr} = Esfuerzo de pandeo por flexión.

F_e = Esfuerzo crítico de pandeo elástico.

P_n = Resistencia nominal a compresión.

$$\phi P_n = 0.9 F_{cr} A_g \geq \frac{P_{uf}}{2} \quad (34)$$

$$642.45 \geq 500 \text{ O.K}$$

2.2.2 Conexión PRM placa de extremo des (END PLATE 4E)

Figura 23. Vista en planta, placa continua exterior



Fuente. Ejemplos de diseños sísmicos de conexiones PRM y PAC.²⁰

Es una conexión precalificada bajo las disposiciones sísmicas estipuladas por el AISC (Provision Seismic) y en el Manual de conexiones de placa de Extremo. Se busca con esta conexión que la junta viga-columna no sufra daños ante el evento de un sismo, sino que la conexión tenga la capacidad de deformarse en la rótula plástica (zona pre-calculada en la viga). La conexión consta de una placa en el extremo de la viga, soldada al alma y a las aletas y atornillada a la aleta de la columna. Para el presente diseño se utilizará una placa de extremo 4S (4 pernos) sin rigidizar. $W_D = 20 \text{ kN.m}$; $W_L = 3.75 \text{ kN.m}$; Luz Viga = 0.8 m

Columna:	Viga:
HEA 360	IPE 360
$d_c = 350 \text{ mm}$	$d_b = 360 \text{ mm}$
$t_{wc} = 10 \text{ mm}$	$t_{wb} = 8.0 \text{ mm}$

²⁰ PERALTA, Miguel A; Ejemplos de diseños sísmicos de conexiones PRM y PAC; Medellín 2015: Instituto Colombiano de Construcción con Acero. p.60.

$b = 300 \text{ mm}$	$b = 170 \text{ mm}$
$t_f = 17.50 \text{ mm}$	$t_f = 12.70 \text{ mm}$
$F_y = 345 \text{ MPa}$	$F_y = 345 \text{ MPa}$
$F_u = 450 \text{ MPa}$	$F_u = 450 \text{ MPa}$

Platina: A-36 Pernos: A325-N Soldadura:

$$F_y = 250 \text{ MPa} \quad db = 1 \frac{1}{4}'' \quad \text{F70XX}$$

$$F_u = 410 \text{ MPa} \quad F_{nv} = 372 \text{ MPa} \quad F_{EXX} = 490 \text{ MPa}$$

$$F_{nt} = 620 \text{ MPa}$$

2.2.2.1 Diseño del perno y la placa de extremo Se debe calcular el momento en la rótula plástica, y luego el momento producido por este mismo y por el cortante en la rótula en la cara de la columna (aleta).

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_e = 445.56 \text{ kN.m (35)}$$

Para el cálculo del cortante en la rótula plástica, se debe conocer la distancia a su punto de aplicación en la viga (S_h). Según el manual de provisiones sísmicas del AISC ²¹, esta distancia será la mejor entre la mitad de la altura de la viga ($d_b/2$) y tres veces el ancho de la aleta de la viga ($3 b_{fb}$). $S_h = 180 \text{ mm}$; distancia entre rótulas $L_h = 6000 \text{ mm}$.

$$V_u = \frac{2 \cdot M_{pr}}{L_h} + V_{gravedad} = 238.52 \text{ kN (36)}$$

$$M_f = M_{pr} + V_u S_h = 448.49 \text{ kN.m (37)}$$

²¹ AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2016; Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications; Chapter 6: Bolted Unstiffened and stiffened extended END-PLATE moment connections. p. 9.2-22

2.2.2.2 Limitaciones Paramétricas en la Precalificación.

Tabla 2. Dimensiones Precalificadas

Parámetro	Máx [mm]	Min [mm]
t_{fb}	19	10
b_{fb}	235	152
d_b	1400	349
t_p	57	13
b_p	273	178
g	152	102
p_{fi}	114	38
p_{fo}	114	38

Fuente. AISC Prequalified Connections. ²²

Las dimensiones de la placa de extremo y la ubicación de los pernos deben cumplir los parámetros de la Tabla.2 con los cuales la AISC precalifica la conexión. Con las dimensiones ajustadas a las de precalificación se halla el diámetro de perno requerido ($d_{breq} = 28.33 \text{ mm}$), se suministran pernos de 1 1/4" y se chequean los pernos superiores por momento de palanca. [Anexos]

2.2.2.3 Espesor de la Placa de Extremo Para conexiones de placa de extremo de configuración 4S, el manual de provisiones sísmicas provee las siguientes ecuaciones:

$$S = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g} = 77.46 \text{ mm (38)}$$

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_o \left(\frac{1}{p_{fo}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_1 (p_{fi} + s)] = 2114.03 \text{ mm (39)}$$

²² AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2016; Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications; Chapter 6: Bolted Unstiffened and stiffened extended END-PLATE moment connections. p. 9.2-23

$$t_{p_{req}} = \sqrt{\frac{1,11 M_f}{\Phi d F_{yp} Y_p}} = 32.03 \text{ mm} \quad (40)$$

$$t_{p_{sum}} = 1 \frac{1}{2}''$$

Para chequear la resistencia de la placa se debe hallar la resistencia requerida que equivale a descomponer el momento en la cara de la columna en un par-fuerza actuando en las aletas de la viga.

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d - t_{fb}} = 1406.54 \text{ kN}$$

Se debe chequear que la resistencia para los estados límite en la platina de fluencia por cortante, rotura por cortante, resistencia al corte de los pernos en compresión, aplastamiento y desgarramiento sea mayor o igual que la mitad de la F_{fu} . En el caso de no cumplir alguno de los chequeos, se deberá aumentar el t_p hasta que la resistencia cumpla con la requerida.

2.2.2.4 Diseño de Soldaduras Para conectar las aletas de la viga con la placa de extremo se debe usar soldadura CJP con respaldo y bisel a 45 grados. La cara interior de la aleta llevará soldadura de filete de 8 mm, estas soldaduras deberán ser de demanda crítica. En el caso de la conexión entre el alma de la viga y la placa de extremo se usa soldadura de filete, considerando

los tamaños mínimo y máximo estipulados en la NSR-10 F.10.2.2.2. [Anexos]

$$W_{flexión} = \frac{(16)0,6 F_{yb} t_{wb}}{2 (0,318)F_{EXX}} = \frac{3.35}{16} = \frac{1}{4}$$

2.2.2.5 Chequeos en la Columna Se debe analizar la fluencia por flexión en las aletas, fluencia local del alma, pandeo lateral del alma y arrugamiento del alma [Anexos]. En el caso de los chequeos que no cumplan se deberá tomar su respectiva resistencia, compararla con el de los otros estados y tomar la menor. La resistencia faltante para cumplir con la requerida será aportada por dos placas de continuidad que estarán ubicadas entre las aletas de la columna con el fin de aportar resistencia cuando la columna lo requiera.

$$F_{cu} = F_{fu} - \min \phi R_n = 719.09 \text{ kN.m (41)}$$

2.2.2.6 Dimensiones de la Placa de Continuidad El espesor de las placas debe ser igual o mayor al espesor más grueso de las aletas de las vigas a ambos lados de la columna (se suministra una placa con $t_p = 3/4$ ") , las dimensiones y las soldaduras de las placas de continuidad son detalladas en los cálculos de la conexión consignados en los anexos.

2.2.2.7 Requerimientos Sísmicos secciones DES Para comprobar que la conexión cumple la condición de viga débil columna fuerte (asegurar que ante el evento de un sismo se forme una rótula plástica en la viga) se debe chequear que la relación de momentos flectores en la columna y en la viga sea mayor a 1. [Anexos]

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1 \text{ (42)}$$

2.2.2.8 Zona de Panel La zona de panel es la región delimitada por las alas de las vigas y las alas de la columna. Es una región caracterizada por su flexibilidad y por estar sometida a grandes solicitaciones que pueden ocasionar deformaciones excesivas. Se debe hallar la resistencia requerida en esta zona y compararla con la resistencia a fluencia por carga axial. En el caso de ser menor que la resistencia requerida se deberán colocar placas de enchape en el alma de la columna.

$$R_u = \frac{M_f + M'_f}{(db - tbf)} - V_c = 2328.21 \text{ kN} \quad (43)$$

$$\phi R_n = 882.98 \text{ kN} \text{ (Requiere placas)}$$

El espesor de las placas y los respectivos análisis se pueden observar en los anexos en la conexión de placa de extremo.

2.3 PLACA BASE

Para el diseño de la placa base se considera que el sistema estará sometido a carga axial a compresión y los pernos de anclaje a tensión. Se cuenta con las siguientes cargas: $P_u = 200 \text{ KN}$, $M_x = 36 \text{ KN.m}$, $M_y = 42 \text{ KN.m}$, $V_x = 100 \text{ KN}$, $V_y = 150 \text{ KN}$.

Columna: HEA 360 A-572 Gr 50

$$d_c = 350 \text{ mm}$$

$$t_{wc} = 10 \text{ mm}$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$t_f = 17.50 \text{ mm}$$

$$F_y = 345 \text{ MPa}$$

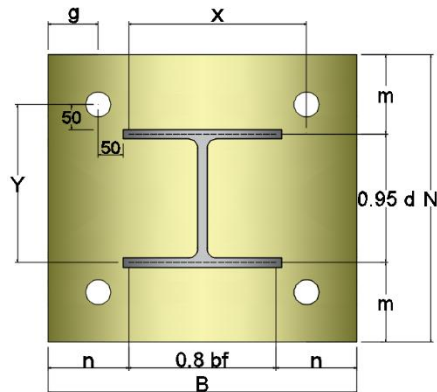
$$F_u = 450 \text{ MPa}$$

2.3.1 Pre-dimensionamiento de la Placa base Constructivamente se recomienda dejar 50 mm entre el borde de las aletas de la columna hasta el centro de los pernos en la dirección X y Y (Figura 22). Se debe hallar como primera medida el diámetro de los pernos, del cual dependen el resto de dimensiones de la placa base. Estos pernos estarán sometidos a la acción de fuerzas de cortante y de tensión.

$$T_u = \frac{M_x}{2Y} + \frac{M_y}{2X} - \frac{P_u}{n} = 61.6 \text{ kN} \quad (44)$$

$$V_u = \frac{V_r}{n} = 45.1 \text{ kN} \quad (45)$$

Figura 24. Distribución placa de enchape



$$V_r = \sqrt{(V_x)^2 + (V_y)^2} = 180.3 \text{ kN} \quad (46)$$

$$X = 0.9 b_f + 50 = 320 \text{ mm} \quad (47)$$

$$Y = 0.975 d + 50 = 391.25 \text{ mm} \quad (48)$$

n = Número de pernos a utilizar (4).

Y = Distancia paralela al eje y , entre el centro del perno y el punto de inflexión.

X = Distancia paralela al eje x , entre el centro del perno y el punto de inflexión.

V_r = Cortante resultante.

T_u = Tensión en el perno más esforzado.

V_u = Cortante en cada perno.

Se prueba con un diámetro de perno ($d_b = 5/8''$ A449-N) y se chequea que la resistencia de un perno sea superior a la tensión en el perno más esforzado y al cortante en cada perno. [Anexos]

$$\phi T_n = 92.61 \text{ kN} \geq T_u = 92.61 \text{ kN } O.K$$

$$\phi V_n = 49.39 \text{ kN} \geq V_u = 49.39 \text{ kN } O.K$$

El detalle del dimensionamiento de la placa base, el pedestal, los pernos de anclaje y la soldadura de unión entre la columna y la placa base se puede analizar en los anexos.

2.3.2 Espesor de la Placa base Al estar sometida la conexión a momento, es necesario comprobar que la carga axial P_u esté dentro del tercio medio de las dimensiones de la placa, para que así se asegure que la totalidad de la placa está ejerciendo presión sobre el hormigón. Material de la placa: A-36. [Anexos].

Excentricidad en x:

$$M_y - P(e_x) = 0 \quad (49)$$

$$e_x = 210 \text{ mm} > \frac{B}{6} = 83.33 \text{ mm}$$

$$T_{prom} = \frac{M_y}{X} = 131.25 \text{ kN} \quad (50)$$

$$M_u = T_{prom} * g = 10.5 \text{ kN.m} \quad (51)$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$t_p = 18.42 \text{ mm}$$

Excentricidad en y:

$$e_y = 180 \text{ mm} > \frac{N}{6} = 91.67 \text{ mm}$$

$$t_p = 13.86 \text{ mm}$$

Se suministra placa de 3/4"

2.3.3 Chequeo por Aplastamiento del Hormigón Se debe comprobar que el aplastamiento que sufre el pedestal de concreto confinado cumple con la resistencia

requerida. Según la guía 1 del AISC para el diseño de placas base²³, hay que definir la relación entre las áreas superficiales de la placa base y del pedestal.

Para la presente placa se tiene que el área del pedestal (A2) es mayor que el área de la placa base (A1) en una proporción no mayor a 4 veces [Anexos], por lo cual el análisis para el aplastamiento encajará en el caso III.

$$\phi P_p \geq P_u$$

$$\phi P_p = 0.6 (0.85) f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad (52)$$

$$3788.45 \text{ kN} \geq 200 \text{ kN}$$

2.4 DISEÑO DE CIMENTACIÓN

Para la cimentación de la estructura se optó por una zapata superficial, aislada y concéntrica para trasladar la carga axial de la columna al suelo directamente.

Para hallar la carga axial de diseño P_u , se toma la reacción en Z, en el apoyo de la columna. Esta carga se amplifica teniendo en cuenta factores de seguridad para hacer el diseño más conservador. Para este cálculo suministramos valores aleatorios para las dimensiones de la zapata, así hallamos el área superficial requerida y chequeamos si estas dimensiones cumplen. $q_a = 160 \text{ kN/m}^2$

$$P_u = 1.5 F_z + (\gamma_{c.r.})(V) * F.S \quad (53)$$

²³ AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2006; Steel Design Guide 1, Base Plate and Anchor Rod Design; Second edition; p. 14

$$P_u = 1.05 (200) + (24)(1.2 * 1.2 * 0.4) * 1.4$$

$$P_u = 229 \text{ kN}$$

$\gamma_{c.r}$ = Peso específico del concreto reforzado.

$F.S$ = Factor de seguridad para estructuras de acero.

F_z = Reacción en z por carga axial en la columna.

$$A_{req} = \frac{P_u}{q_u} = \frac{229}{160 * 1.4} = 1 \text{ m}^2 \quad (54)$$

$$A_{sum} = 1.44 \text{ m}^2 \quad O.K$$

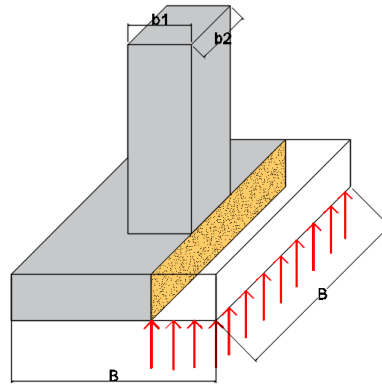
Según la NSR-10 C.15.7 ²⁴, para zapatas apoyadas en el suelo, la altura de las zapatas sobre el refuerzo inferior no debe ser menor a 150 mm. Además, debe considerarse el recubrimiento para el refuerzo que según C.7.7.1 ²⁵, equivale a 75mm para concreto colocado sobre el suelo. Se suministró una altura de 0.4m cumpliendo así con estos requerimientos.

2.4.1 Diseño a flexión sección crítica cara de la columna Se determina una sección crítica para calcular el momento máximo mayorado pasando un plano vertical por la el borde de la columna. El momento mayorado será igual al momento generado por la totalidad de las fuerzas que actúan en el área de la zapata en un lado de ese plano vertical. [Anexos]

Figura 25. Sección crítica para el cálculo del Momento

²⁴ ASOCIACION COLOMBIANA DE INGENIERIA SISMICA, Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 Título C: Concreto Estructural, Decreto 13 de febrero de 2012. Bogotá, Colombia, 2012, Lit. C.15.7, p. C-294.

²⁵ Ibíd. p. C-96.



$$M_{uy} = \frac{P_u B}{B^2} \frac{B}{2} \left(\frac{B}{2} - \frac{b_1}{2} \right)^2 = 15 \text{ KN.m} \quad (55)$$

Calculado el momento se puede hallar la cuantía para refuerzo y compararla con la mínima establecida en la NSR-10 como 0.0018.²⁶

$$\frac{K}{\phi} = \frac{M_{uy}}{bd^2} = 0.0118 \quad (56)$$

$$K = \phi \rho f_y \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right) \quad (57)$$

$$\rho = 0.00028$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho b d = 8.6 \text{ cm}^2 \quad (58)$$

8 # 4 @ 15 cm

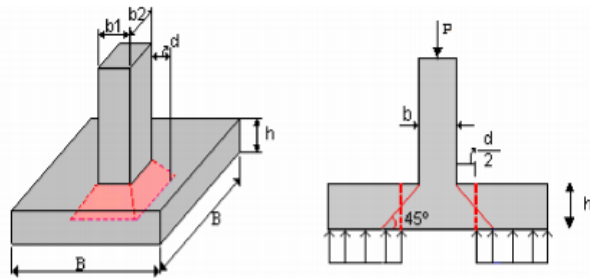
$$A_{s \text{ sum}} = 10.56 \text{ cm}^2 \text{ O.K}$$

²⁶ Ibíd., p. C-105.

El detalle del refuerzo, longitudes de desarrollo, ganchos y espaciamientos entre barras se hace conforme a lo estipulado en el C.12 y C.15 de la NSR-10 y se especifica en la hoja de cálculo. [Anexos]. Se hace el mismo procedimiento para el momento último en x y se calcula el refuerzo en esta dirección.

2.4.2 Chequeos por Cortante bidireccional o punzonamiento Se debe chequear el estado para el cual la columna intenta hacer fallar la zapata por cortante como una pirámide como se observa en la figura 24.

Figura 26. Falla por punzonamiento



Fuente. Diseño y construcción de cimentaciones, Luis Garza. UNAL

$$V_{up} = \frac{P_u (B^2 - (b_1 + d)(b_2 + d))}{B^2 \cdot 2(b_1 + d + b_2 + d)d} = 69 \text{ kN (59)}$$

Con este cortante por punzonamiento se debe comparar con ciertos parámetros y verificar si cumple ante esta solicitud. [Anexos]

2.4.3 Chequeo por Cortante Unidireccional Es el efecto para la cual la columna intenta hacer fallar a la zapata por cortante como un elemento viga.

$$V_{uud} = \frac{P_u \left(\frac{B}{2} - \frac{b_1}{2} - d \right)}{B^2 d} = 54 \text{ kN (60)}$$

Se debe cumplir que:

$$V_{uud} < \frac{0.85\sqrt{f'c}}{6} \text{ [Anexos]}$$

2.5 FACTORES AMBIENTALES Y LOCATIVOS

El hecho de que la estructura quede expuesta a la intemperie es un factor que se debe tener en cuenta para garantizar su durabilidad. Esta debe mantener su capacidad de soporte durante la vida útil para la cual fue diseñada. aún estando en contacto directo con las condiciones físicas y químicas del ambiente.

Si bien, el ambiente puede deteriorar la estructura mediante diversos procesos patológicos, las estructuras metálicas comprometen seriamente su capacidad de resistencia ante el efecto del fuego que incrementa de manera abrupta la temperatura de los elementos produciendo elevadas deformaciones y la aparición de corrosión que deteriora el material como consecuencia de un ataque electroquímico.

Al analizar el lugar en donde se propone ubicar la estructura: acceso norte del edificio de Laboratorios Pesados, se determina que la afectación por fuego es nula debido a que en el punto no habrá fenómenos que induzcan a este tipo de situación. El factor ambiental más crítico y que afectará de manera directa a la estructura será el agua, que potenciará considerablemente el fenómeno de la corrosión, por lo que se procuró con los diseños una alta susceptibilidad ante este proceso, buscando que los elementos tengan formas sencillas, evitando los depósitos de agua y facilitando la rápida evacuación de esta.

Se recomienda el recubrimiento total de la estructura (con especial detalle en las conexiones) con pintura anticorrosiva y acabado en esmalte uretano que brinda una capa de superficie brillante y con excelente resistencia a los rayos UV y ambientes agresivos. Además, se recomienda un plan de mantenimiento cada 5 años que incluye limpieza tipo SSPC-SP2, procedimiento que se utiliza para remover la cascarilla de laminación desprendida, herrumbre y pintura descascarada con herramientas manuales no mecánicas, aplicación de anticorrosivo y acabado en esmalte uretano.

3. CONCLUSIONES

El proceso de diseño de “CONEXIONES” ajustado a la normativa colombiana para construcción sismo resistente NSR-10 y el Manual para construcción en acero de la AISC, permitió analizar ciertas variables que aparte del carácter pedagógico con que se planteó la estructura, ha permitido consolidar criterios conceptuales más sólidos para el cálculo de las conexiones en estructuras de acero expuestas a eventos sísmicos.

El sismo del 17 de enero de 1994 en Northridge, California, con magnitud de 6.4 en la escala de Richter, marcó la historia del diseño estructural en acero en Estados Unidos ya que gran cantidad de edificaciones sufrieron afectaciones y fallas de tipo frágil, que en su concepción inicial estaban diseñadas para que fuesen dúctiles. Luego de analizar detalladamente las estructuras, se encontró que los daños más significativos se presentaron en las conexiones, especialmente en la placa base y en los sistemas aporticados en los nodos viga-columna.

En la mayoría de los casos, las fallas se presentaron en las conexiones a momento entre la viga y la columna, se encontró que a pesar de que la transferencia de cortante para esta conexión se hacía por una placa atornillada, en algunos casos se hizo soldando directamente el alma de la viga al patín de la columna. También se encontraron fallas en la conexión de las aletas de la viga al patín de la columna con soldaduras de penetración completa CJP.

Las fracturas se presentaron en distintas zonas asociadas a las aletas de la viga y la columna así: en la aleta de la viga en la zona próxima a la soldadura, en la aleta de la columna a la altura de la mitad de la soldadura, en la aleta de la columna por

encima y por debajo de la soldadura, en la soldadura y además se presentaron delaminaciones de la aleta de la columna.

Para evitar este tipo de fallas, el AISC y la NSR-10 han ido modificando su normativa y hoy en día el diseño de estructuras en acero es más riguroso y detallado, haciendo una comparación con la normativa que empleó el ingeniero Duane Ellifritt en el año 1985 para el cálculo del primer árbol de conexiones y el diseñado para la UIS, se concluye lo siguiente:

- Para edificaciones con sistema estructural de pórticos resistentes a momento, se emplean conexiones precalificadas con capacidad especial de disipación de energía. Esta conexión consiste en una placa de extremo extendida que va soldada con filete al alma de la viga y con soldadura de penetración completa CJP a los patines, y se conecta por medio de pernos al patín de la columna, esto suprime los problemas presentados en Northridge con las fracturas frágiles de las soldaduras en esta zona.
- La conexión de placa de extremo precalificada insta a la viga ante un evento sísmico a deformarse en un punto alejado del nodo de conexión con la columna denominado rótula plástica; así se obliga mediante el diseño a que la falla se presente en el elemento y sea dúctil, de esta manera sólo será necesario cambiar el elemento afectado, garantizando que la estructura pueda seguir trabajando de forma adecuada.
- La zona de panel (limitada por los patines de la columna y la viga) se caracteriza por su elevada flexibilidad al estar sometida a elevadas fuerzas axiales concentradas, siendo vulnerable a grandes deflexiones ante el evento de un sismo, grave daño a la estructura tratándose de un nodo. Para aumentar la resistencia de la conexión en esta zona, se deben colocar placas de continuidad en el eje perpendicular al alma de los elementos y placas de continuidad

paralelas al alma de la columna que ayudarán a los elementos a resistir estas sollicitaciones y así blindar la zona, obligando a la viga a deformarse en la zona de rótula plástica.

BIBLIOGRAFÍA

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION; Steel Design Guide 1, Base Plate and Anchor Rod Design; Second edition; 2006p. 14

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION,; Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications; Chapter 6: Bolted Unstiffened and stiffened extended END-PLATE moment connections. 2016 p. 9.2-23

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION; Connections Teaching Toolkit; United States of America, Moment Connection, p.5-8.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION; Manual; version 14th; United States of America,2011; Chapter 10: Design of simple shear connections, p.10-102.

ASOCIACION COLOMBIANA DE INGENIERIA SISMICA, Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 Título F: Estructuras Metálicas, Decreto 13 de febrero de 2012. Bogotá, Colombia, 2012, Lit. F.2.10.3.1, p. F-118.

McCORMAC Jack C. – CSERNAK Stephen f.. Diseño de Estructuras de Acero. México: Alfaomega. 2012. P.469

PERALTA, Miguel A. Didáctica de Conexiones. Bucaramanga: Instituto Colombiano de Construcción con Acero. 2017. p.47.

PERALTA, Miguel A; Ejemplos de diseños sísmicos de conexiones PRM y PAC; Medellín 2015: Instituto Colombiano de Construcción con Acero. p.60.



SALMON. C, JOHNSON. J and MALHAS F; Steel Structures; fifth edition. Upper Saddle River: New Jersey 2009; Chapter 13: Connections, p.658.

VALLEJO, Juan C. El aprendizaje significativo en la relación teoría-práctica. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander. 2004. p.53.

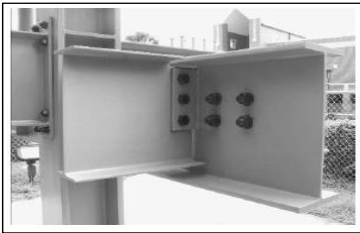

ANEXOS

Anexo A. Hojas de Calculo

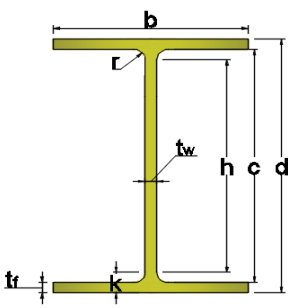
ANEXO A: HOJAS DE CÁLCULO			
PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORO	A.A.P.T.
ARCHIVO:		REVISÓ	M.A.P.H.
FECHA:		APROBÓ	M.A.P.H.

CONEXIÓN PLACA DE CORTANTE SIMPLE

VIGA		
IPE 360		
d	360	[mm]
tw	8,00	[mm]
b	170	[mm]
tf	12,70	[mm]
r	18	[mm]
h	298,6	[mm]
c	334,6	[mm]
AREA	72,7	[cm ²]
PESO	57,1	[Kg/m]
Ix	16270	[cm ⁴]
Sx	904	[cm ³]
rx	15	[cm]
Iy	1043	[cm ⁴]
Sy	123	[cm ³]
ry	3,79	[cm]
Zx	1019	[cm ³]
Zy	191	[cm ³]
Jt	37,3	[cm ⁴]
k	30,7	[mm]
PROP. MATERIAL		
A-572 GR 50		
Fy	345	MPa
Fu	450	MPa




VIGUETA		
IPE 240		
d	240	[mm]
tw	6,2	[mm]
b	120	[mm]
tf	9,8	[mm]
r	15	[mm]
h	190,4	[mm]
c	220,4	[mm]
AREA	39,1	[cm ²]
PESO	30,7	[Kg/m]
Ix	3892	[cm ⁴]
Sx	324	[cm ³]
rx	9,97	[cm]
Iy	284	[cm ⁴]
Sy	47,3	[cm ³]
ry	2,69	[cm]
Zx	367	[cm ³]
Zy	73,9	[cm ³]
Jt	12,9	[cm ⁴]
k	24,8	[mm]
PROP. MATERIAL		
A-572 GR 50		
Fy	345	MPa
Fu	450	MPa

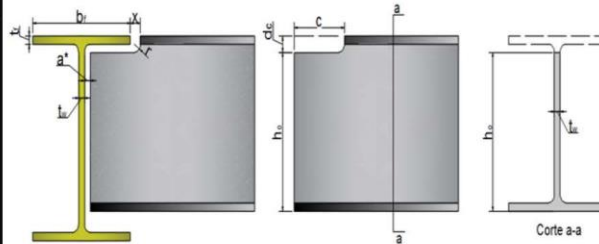
PLATINA		
A-36		
Fy	250	MPa
Fu	410	MPa

PERNOS		
A325-N		
dp	1/2	Pulg
db	12,7	mm
Área	127	mm ²
Fnv	372	MPa
Fnt	620	MPa

SOLDADURA		
F70XX		
Fexx	490	MPa

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORO	A.A.P.T.	
ARCHIVO:		REVISÓ	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

DESALETE		
a*	10	[mm]
x	19	[mm]
r _{min}	13	[mm]
C _{min}	90,0	[mm]
d _{Cmin}	24,8	[mm]
d _{Cmin (teo)}	22,8	[mm]
dc	30	[mm]
C	90,0	[mm]



1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA CONEXIÓN

Vu	80	[kN]
F.A	1	-
Ru	80	[kN]

1.1 DISTANCIAS AL BORDE Y ESPACIAMIENTO ENTRE PERNOS

S_{min}	38,1	[mm]	Le (min)	19,05	[mm]	Le	30	[mm]	OK
S_{max}	63,5	[mm]	Lev (min)	19,05	[mm]	Lev	30	[mm]	OK
S	50	[mm]	Leh (min)	25,4	[mm]	Leh1	30	[mm]	OK
						Leh2	30	[mm]	OK

1.2 RESISTENCIA DEL CONECTOR EN LA VIGUETA


1.2.1 APLASTAMIENTO Y DESGARRAMIENTO EN UN PERNO BORDE

Desgarramiento para un perno de borde:

$$\Phi r_n = (0,75)1,2L_c t_w F_u = 57,38 \text{ [kN]}$$

Aplastamiento para un perno de borde:

$$\Phi r_n = (0,75)2,4d_b t_w F_u = 63,78 \text{ [kN]}$$

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORO	A.A.P.T.	
ARCHIVO:		REVISO	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

1.2.2 APLASTAMIENTO Y DESGARRAMIENTO EN UN PERNO INTERIOR

Desgarramiento para un perno interior:

$$\Phi r_n = (0,75)1,2L_c t_w F_u = 97,6779 \text{ [kN]}$$

Aplastamiento para un perno interior:

$$\Phi r_n = (0,75)2,4d_b t_w F_u = 63,7794 \text{ [kN]}$$

1.2.3 RESISTENCIA AL CORTE DE UN PERNO

$$\Phi r_n = (0,75)A_b F_{nv} = 35,43 \text{ [kN]}$$

1.3 ESTIMACIÓN DE CANTIDAD DE PERNOS POR CORTANTE EXCÉNTRICO

$$a = (L_{eh2} + a^*) \leq 88,9 \text{ [mm] OK}$$

$$e = a/2 = 20 \text{ [mm]}$$

$$n \text{ (form.)} = 2,33 \text{ [pernos]}$$

$$n \text{ (sumin)} = 3,0 \text{ [pernos] OK}$$

$$n = \sqrt{\frac{6 * Ru * e}{\Phi r_n * S}}$$

1.4 CHEQUEO POR MÉTODO ELÁSTICO

r_{py}	26,7	[kN]	
I_p	5000	[mm ⁴ /mm ²]	
C_y	50	[mm]	
r_{mx}	16,0	[kN]	
r_u	31,13	[kN]	$\leq \Phi r_n = 35,4 \text{ [kN] OK}$

1.5 DIMENSIONAMIENTO DE LA PLACA

Ancho requerido de placa (Redondear L_{eh2})	H_{max}	185,2	[mm]
Altura requerida de placa (Redondear L_e)	B	70	[mm]
	H	160	[mm] OK

2. ESPESOR DE PLACA REQUERIDO


2.1 POR FLUENCIA A CORTANTE

(t_p , espesor de la placa)

$$\Phi R_n = (1,0)(0,6)AgF_y \geq R_u$$

$$\Phi R_n = (1,0)(0,6)(t_p)(H)F_y \geq 80 \text{ [kN]}$$

$$t_p \geq 3,33 \text{ [mm]}$$

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORO	A.A.P.T.	
ARCHIVO:		REVISÓ	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

2.2 POR ROTURA A CORTANTE

$$\Phi R_n = (0,75)(0,6)A_{nv}F_u \geq R_u$$

$$\Phi R_n = (0,75)(0,6)(H-\Sigma d')t_p F_u \geq \begin{matrix} 80 & [\text{kN}] \\ 3,86 & [\text{mm}] \end{matrix}$$

2.3 POR BLOQUE DE CORTANTE

$$\Phi R_n = \Phi [0,6A_{nv}F_u + U_{bs}F_u A_{nt}] \leq \Phi [0,6A_{gv}F_y + U_{bs}F_u A_{nt}]$$

Ubs	<table border="1"><tr><td>1</td></tr></table>	1	* t _p	$\Phi R_n = \Phi [0,6A_{nv}F_u + U_{bs}F_u A_{nt}] =$	<table border="1"><tr><td>24,42</td></tr></table>	24,42	* t _p
1							
24,42							
Anv	<table border="1"><tr><td>94,25</td></tr></table>	94,25	* t _p	$\Phi R_n = \Phi [0,6A_{gv}F_y + U_{bs}F_u A_{nt}] =$	<table border="1"><tr><td>21,65</td></tr></table>	21,65	* t _p
94,25							
21,65							
Ant	<table border="1"><tr><td>22,85</td></tr></table>	22,85	* t _p				
22,85							
Agv	<table border="1"><tr><td>130</td></tr></table>	130	* t _p	$\Phi R_n =$	<table border="1"><tr><td>21,65</td></tr></table>	21,65	* t _p
130							
21,65							

$$\geq R_u \begin{matrix} 80 & [\text{kN}] \\ 3,69 & [\text{mm}] \end{matrix}$$

2.4 FLUENCIA POR FLEXIÓN

$$e = \frac{20}{4266,7} \text{ [mm]} \quad \Phi M_n = 0,9F_y S_x \geq M_u \begin{matrix} 1,6 & [\text{kN}\cdot\text{m}] \\ 1,67 & [\text{mm}] \end{matrix}$$

2.5 POR APLASTAMIENTO Y DESGARRAMIENTO

# Pernos Internos	2,0	Lc	35,7
# Pernos Externos	1,0	Lc	22,85
Φ	0,75		

Desgarramiento para un perno de borde:


$$R_n = 1,2L_c t_p F_u = \begin{matrix} 11,24 \\ * t_p \end{matrix}$$

Desgarramiento para un perno interno:

$$R_n = 1,2L_c t_p F_u = \begin{matrix} 17,56 \\ * t_p \end{matrix} \quad \Phi R_n = \begin{matrix} 27,18 \\ * t_p \end{matrix} \geq R_u \begin{matrix} 80 & [\text{kN}] \\ 2,94 & [\text{mm}] \end{matrix}$$

Aplastamiento para un perno cualquiera:

$$R_n = 2,4d_b t_p F_u = \begin{matrix} 12,50 \\ * t_p \end{matrix}$$

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORO	A.A.P.T.	
ARCHIVO:		REVISO	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

Espesor de placa Gobernante (Rotura por Cortante)	$t_p =$	3,86 [mm]	Utilizar	$t_{max} =$	7,95 [mm]
					1/4
				$t_p =$	6,35 [mm]

DIMENSIONES DE LA PLATINA	H	B	t_p
	160	70	6,35 [mm]

3. TAMAÑO DE LA SOLDADURA

Se consideran, las especificaciones del **AISC (5/8 tp)** y la **NSR-10** para los valores máximo y mínimo de espesor.

W_{min}	3 [mm]	Suministrar
W_{max}	4,75 [mm]	
W_{AISC}	3,97 [mm]	
W	4 [mm]	
L_w	160 [mm]	

3.1 TAMAÑO DE SOLDADURA POR CORTANTE EXCÉNTRICO DE LA SOLDADURA

$$(R_n)_v = 0,250 \text{ [kN/mm]} \quad \Phi R_n = 0,318 F_{EXX} = 0,156 * w \text{ [kN/mm]}$$

$$(R_n)_t = 0,188 \text{ [kN/mm]} \quad w = 2,01 \text{ [mm]} \leq 4 \text{ [mm]} \quad \text{OK}$$

$$\Phi R_n = 0,313 \text{ [kN/mm]}$$

4. CHEQUEO DE LA VIGUETA

4.1 APLASTAMIENTO Y DESGARRAMIENTO EN LA VIGUETA

# Pernos Internos	2,0	L_c	35,7
# Pernos Externos	1,0	L_c	22,85
Φ	0,75		

Desgarramiento para un perno de borde:

$$R_n = 1,2 L_c t_w F_u = 76,50$$



Desgarramiento para un perno interno:

$$R_n = 1,2 L_c t_w F_u = 119,52$$

Aplastamiento para un perno cualquiera:

$$R_n = 2,4 d_b t_w F_u = 85,04$$

$$\Phi R_n = 184,94 \geq R_u = 80 \text{ [kN]} \quad \text{OK}$$

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORO	A.A.P.T.	 
ARCHIVO:		REVISO	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

4.2 BLOQUE DE CORTANTE EN LA VIGUETA

$$\Phi R_n = \Phi [0,6A_{nv}F_u + U_{bs}F_uA_{nt}] \leq \Phi [0,6A_{gv}F_y + U_{bs}F_uA_{nt}]$$

U_{bs}	1	[mm ²]
A_{nv}	559,55	[mm ²]
A_{nt}	136,71	[mm ²]
A_{gv}	806	[mm ²]

$$\Phi R_n = \Phi [0,6A_{nv}F_u + U_{bs}F_uA_{nt}] = 159,45$$

$$\Phi R_n = \Phi [0,6A_{gv}F_y + U_{bs}F_uA_{nt}] = 171,27$$

$$\Phi R_n = 159,45 \geq R_u = 80 \text{ [kN]} \quad \text{OK}$$

4.3 FLUENCIA A CORTANTE EN EL ALMA DE LA VIGUETA

h_o	210	[mm]
A_{gv}	1302	[mm ²]

$$\Phi R_n = (1,0)(0,6)(A_{gv})F_y = 269,5 \geq R_u = 80 \text{ [kN]} \quad \text{OK}$$

4.4 POR ROTURA A CORTANTE EN EL ALMA DE LA VIGUETA

A_{nv}	1006,26	[mm ²]
-----------------------	---------	--------------------



$$\Phi R_n = (0,75)(0,6)(A_{nv})F_u = 203,8 \geq R_u = 80 \text{ [kN]} \quad \text{OK}$$

4.5 FLUENCIA A FLEXIÓN EN LA VIGUETA

e	100	[mm]	$\Phi M_n = 0,9F_{cr}S_{net}$
Mu	8	[kN.m]	

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 * E}{12 * (1 - \nu^2)} * \left(\frac{tw}{ho}\right)^2 * f * k \leq F_y$$

c/d	0,375
c/h_o	0,429
f	0,75
k	8,90
v	0,3

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORO	A.A.P.T.	 
ARCHIVO:		REVISO	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

$$F_{cr} = 345 \text{ [Mpa]}$$

$$h_o = 210 \text{ [mm]}$$

$$Y_{net} = 58,82 \text{ [mm]}$$

$$I_{net} = 1,1E+07 \text{ [mm}^4\text{]}$$

$$S_{net} = 71521,4 \text{ [mm}^3\text{]}$$



$$\Phi M_n = 22,2074 \text{ [Kn.m]} \geq \frac{8}{\mu} \text{ [kN.m]} \quad \text{OK}$$

5. CHEQUEO DE LA VIGA CARGUERA

5.1 ROTURA A CORTANTE DEL ALMA POR LA SOLDADURA

Se calcula el mínimo espesor del metal base al cual su resistencia a rotura por cortante coincidirá con la resistencia a rotura por cortante de la soldadura.

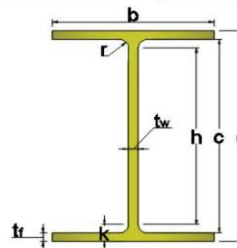
$$t_{min} = \frac{0,707 * F_{EXX} * W}{F_u} = 3,1 < 8 \text{ [mm]} \quad \text{OK}$$

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORO	A.A.P.T.	 
ARCHIVO:		REVISO	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

CONEXIÓN A CORTANTE ÁNGULO DOBLE




VIGA		
IPE 360		
d	360	[mm]
tw	8,00	[mm]
b	170	[mm]
tf	12,70	[mm]
r	18	[mm]
h	298,6	[mm]
c	334,6	[mm]
AREA	72,7	[cm ²]
PESO	57,1	[Kg/m]
Ix	16270	[cm ⁴]
Sx	904	[cm ³]
rx	15	[cm]
Iy	1043	[cm ⁴]
Sy	123	[cm ³]
ry	3,79	[cm]
Zx	1019	[cm ³]
Zy	191	[cm ³]
Jt	37,3	[cm ⁴]
k	30,7	[mm]
PROP. MATERIAL		
A-572 GR 50		
Fy	345	MPa
Fu	450	MPa
PERNOS		
A325-N		
dp	3/4	Pulg
db	19,05	mm
Área	285	mm ²
Fnv	372	MPa
Fnt	620	MPa

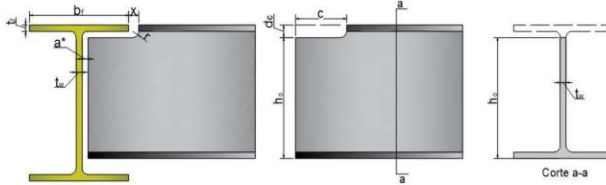


ÁNGULOS		
L 5/16 X 4		
d	101,6	[mm]
b	101,6	[mm]
s	7,94	[mm]
r1	9,5	[mm]
X = Y	2,84	[mm]
w	7,18	[mm]
z	4,01	[mm]
AREA	15,48	[cm ²]
PESO	12,2	[Kg/m]
Ix	154,4	[cm ⁴]
Sx	21,1	[cm ³]
rx	3,15	[cm]
In	239,33	[cm ⁴]
m	3,93	[cm]
Iz	61,6	[cm ⁴]
Sz	15,36	[cm ³]
rz	2	[cm]
PROP. MATERIAL		
A-36		
Fy	250	MPa
Fu	410	MPa

VIGUETA		
IPE 240		
d	240	[mm]
tw	6,2	[mm]
b	120	[mm]
tf	9,8	[mm]
r	15	[mm]
h	190,4	[mm]
c	220,4	[mm]
AREA	39,1	[cm ²]
PESO	30,7	[Kg/m]
Ix	3892	[cm ⁴]
Sx	324	[cm ³]
rx	9,97	[cm]
Iy	284	[cm ⁴]
Sy	47,3	[cm ³]
ry	2,69	[cm]
Zx	367	[cm ³]
Zy	73,9	[cm ³]
Jt	12,9	[cm ⁴]
k	24,8	[mm]
PROP. MATERIAL		
A-572 GR 50		
Fy	345	MPa
Fu	450	MPa

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORO	A.A.P.T.	
ARCHIVO:		REVISO	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

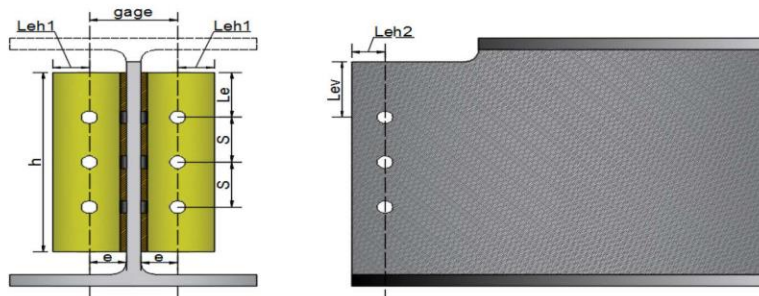
DESALETE		
a*	10	[mm]
x	19	[mm]
r _{min}	13	[mm]
C _{min}	90,0	[mm]
d _{cmin}	24,8	[mm]
d _{cmin} (teo)	22,8	[mm]
dc	30	[mm]
C	90,0	[mm]



1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA CONEXIÓN

V _u	100	[kN]
F.A	1	-
R _u	100	[kN]

1.1 DISTANCIAS AL BORDE Y ESPACIAMIENTO ENTRE PERNOS



S _{min}	57,15	[mm]	Le (min)	28,575	[mm]	Le	30	[mm]	OK
S _{max}	95,25	[mm]	Le _v (min)	28,575	[mm]	Le _v	30	[mm]	OK
S	60,0	[mm]	Leh (min)	38,1	[mm]	Leh1	40	[mm]	OK
						Leh2	40	[mm]	OK

1.2 RESISTENCIA DEL CONECTOR EN UN ÁNGULO


1.2.1 APLASTAMIENTO Y DESGARRAMIENTO EN UN PERNO BORDE

Desgarramiento para un perno de borde:

$$\Phi r_n = (0,75)1,2L_c t_w F_u = 57,64 \text{ [kN]}$$

Aplastamiento para un perno de borde:

$$\Phi r_n = (0,75)2,4d_b t_w F_u = 111,628 \text{ [kN]}$$

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORO	A.A.P.T.	
ARCHIVO:		REVISÓ	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

1.2.2 APLASTAMIENTO Y DESGARRAMIENTO EN UN PERNO INTERIOR

Desgarramiento para un perno interior:

$$\Phi r_n = (0,75)1,2L_{ct}t_w F_u = 115,28999 \text{ [kN]}$$

Aplastamiento para un perno interior:

$$\Phi r_n = (0,75)2,4d_b t_w F_u = 111,62767 \text{ [kN]}$$

1.2.3 RESISTENCIA AL CORTE DE UN PERNO

$$\Phi r_n = (0,75)A_b F_{nv} = 79,52 \text{ [kN]}$$

1.3 ESTIMACIÓN DE CANTIDAD DE PERNOS PARA UN ANGULO EN UN ALA

gage	=	50	[mm]	$n = \sqrt{\frac{6 * Ru * e}{\Phi r_n * S}}$
e (Vigueta)	=	---	[mm]	
n (form.)	=	0,87	[pernos]	
n (sumin)	=	3,0	[pernos]	
e (Viga)	=	---	[mm]	
n (sumin)	=	0,0	[pernos]	


Nota : Asigno mismo # pernos en cd ala, tomando la mayor cantidad.

1.3.1 CHEQUEO POR MÉTODO ELÁSTICO

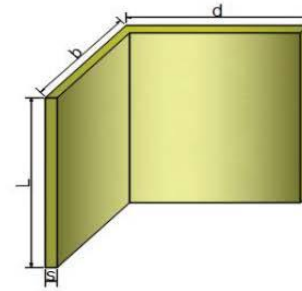
r_{py}	16,6667	[kN]	(Tomando el $Ru/2$)	
I_p	7200	[mm ⁴ /mm ²]		
C_y	60	[mm]		
r_{mx}	0,0	[kN]		
r_u	16,67	[kN]	$\leq \Phi r_n =$	57,6 [kN] OK

1.4 CHEQUEO POR DIMENSIONES DEL ÁNGULO

Mitad de sección T a soportar	h_{min}	120 [mm]	h_{sum}	101,6 [mm]	OK
Máxima longitud en la Viga	L_{max}	298,6 [mm]	L_{sum}	180,0 [mm]	OK
Máxima longitud en la Vigueta	L_{max}	185,2 [mm]	L_{sum}	180,0 [mm]	OK
Espesor Máximo 5/8"	$t_{p max}$	15,88 [mm]	$t_{p sum}$	7,94 [mm]	OK

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORO	A.A.P.T.	
ARCHIVO:		REVISÓ	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

DIMENSIONES DE LOS ÁNGULOS	d	101,6	[mm]
	b	101,6	[mm]
	tp	7,94	[mm]
	L	180,0	[mm]



2. CHEQUEO EN LOS ÁNGULOS

2.1 POR FLUENCIA A CORTANTE

$$\Phi R_n = (1,0)(0,6)A_g F_y \geq R_u$$

$$428,76 \text{ [kN]} \geq 100 \text{ [kN]} \quad \text{OK}$$

2.2 POR ROTURA A CORTANTE

$$\Phi R_n = (0,75)(0,6)A_{gv} F_u \geq R_u$$

$$331,807 \text{ [kN]} \geq 100 \text{ [kN]} \quad \text{OK}$$

2.3 POR BLOQUE DE CORTANTE

$$\Phi R_n = \Phi [0,6A_{nv} F_u + U_{bs} F_u A_{nt}] \leq \Phi [0,6A_{gv} F_y + U_{bs} F_u A_{nt}]$$

U _{bs}	1	$\Phi R_n = \Phi [0,6A_{nv} F_u + U_{bs} F_u A_{nt}] =$	417,51 [kN]
A _{nv}	1498,7 [mm ²]	$\Phi R_n = \Phi [0,6A_{gv} F_y + U_{bs} F_u A_{nt}] =$	408,97 [kN]
A _{nt}	458,5 [mm ²]		
A _{gv}	2382 [mm ²]	$\Phi R_n =$	408,97 [kN] $\geq R_u$ 100 [kN] OK

2.4 POR APLASTAMIENTO Y DESGARRAMIENTO

# Pernos Internos	2,0
# Pernos Externos	1,0

Desgarramiento para un perno de borde:


$$\Phi R_n = 1,2 L_c t_p F_u = 57,64$$

Desgarramiento para un perno interno:

$$\Phi R_n = 1,2 L_c t_p F_u = 115,28999 \quad \Phi R_n = 561,80 \text{ [kN]} \geq R_u \quad 100 \text{ [kN]} \quad \text{OK}$$

Aplastamiento para un perno cualquiera:

$$\Phi R_n = 2,4 d_b t_p F_u = 111,63$$

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORÓ	A.A.P.T.	
ARCHIVO:		REVISÓ	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

4. CHEQUEO DE LA VIGUETA

4.1 APLASTAMIENTO Y DESGARRAMIENTO EN LA VIGUETA

# Pernos Internos	2,0
# Pernos Externos	1,0

Desgarramiento para un perno de borde:

$$\Phi R_n = 1,2 L_c t_w F_u = 49,40$$

Desgarramiento para un perno interno:

$$\Phi R_n = 1,2 L_c t_w F_u = 98,81$$

Aplastamiento para un perno cualquiera:

$$\Phi R_n = 2,4 d_b t_w F_u = 95,67$$

$$\Phi R_n = 240,74 \geq R_u = 100 \text{ [kN]} \quad \text{OK}$$

4.2 BLOQUE DE CORTANTE EN LA VIGUETA

$$\Phi R_n = \Phi [0,6 A_{nv} F_u + U_{bs} F_u A_{nt}] \leq \Phi [0,6 A_{gv} F_y + U_{bs} F_u A_{nt}]$$

U _{bs}	1	[mm ²]
A _{nv}	585,125	[mm ²]
A _{nt}	179,03	[mm ²]
A _{gv}	930	[mm ²]

$$\Phi R_n = \Phi [0,6 A_{nv} F_u + U_{bs} F_u A_{nt}] = 178,91$$

$$\Phi R_n = \Phi [0,6 A_{gv} F_y + U_{bs} F_u A_{nt}] = 204,80$$

$$\Phi R_n = 178,91 \geq R_u = 100 \text{ [kN]} \quad \text{OK}$$

4.3 FLUENCIA A CORTANTE EN EL ALMA DE LA VIGUETA


h _o	210,0	[mm]
A _{gv}	1302	[mm ²]

$$\Phi R_n = (1,0)(0,6)(A_{gv})F_y = 269,5 \geq R_u = 100 \text{ [kN]} \quad \text{OK}$$

4.4 POR ROTURA A CORTANTE EN EL ALMA DE LA VIGUETA

A _{nv}	888,15	[mm ²]
-----------------	--------	--------------------

$$\Phi R_n = (0,75)(0,6)(A_{nv})F_u = 179,9 \geq R_u = 100 \text{ [kN]} \quad \text{OK}$$

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORÓ	A.A.P.T.	
ARCHIVO:		REVISÓ	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

4.5 FLUENCIA A FLEXIÓN EN LA VIGUETA

$$e = \boxed{50} \text{ [mm]}$$

$$M_u = \boxed{5} \text{ [kN.m]}$$

$$\Phi M_n = 0,9 F_{cr} S_{net}$$

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 * E}{12 * (1 - \nu^2)} * \left(\frac{t_w}{h_o}\right)^2 * f * k \leq F_y$$

$$c/d = \boxed{0,375}$$

$$c/h_o = \boxed{0,429}$$

$$f = \boxed{0,75}$$

$$k = \boxed{8,90}$$

$$\nu = \boxed{0,3}$$

$$F_{cr} = \boxed{345} \text{ [Mpa]}$$

$$h_o = \boxed{210} \text{ [mm]}$$

$$Y_{net} = \boxed{58,82} \text{ [mm]}$$

$$I_{net} = \boxed{10812822} \text{ [mm}^4\text{]}$$

$$S_{net} = \boxed{71521,39} \text{ [mm}^3\text{]}$$


$$\Phi M_n \boxed{22,20739} \text{ [Kn.m]} \geq \frac{\boxed{5}}{M_u} \text{ [kN.m]} \quad \text{OK}$$

5. CHEQUEO DE LA VIGA

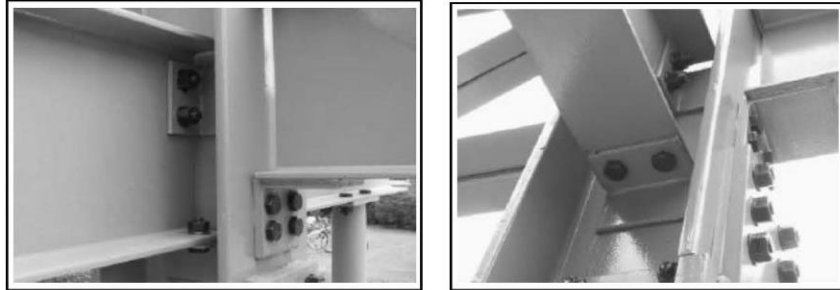
5.1 APLASTAMIENTO EN LA VIGA

Aplastamiento en la conexión:

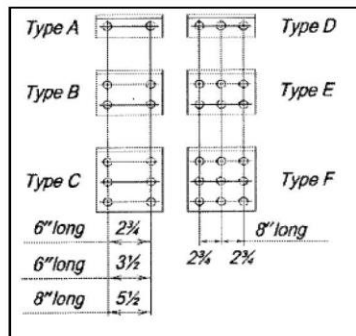
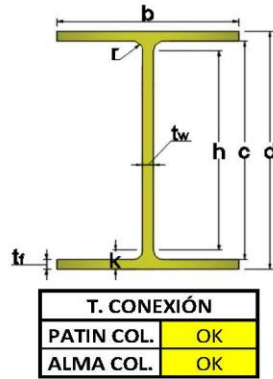
$$\Phi R_n = 2,4 d_b t_w F_u = \boxed{740,66} \geq R_u \boxed{100} \text{ [kN]} \quad \text{OK}$$

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORÓ	A.A.P.T.	
ARCHIVO:		REVISÓ	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	


CONEXIÓN DE ASIENTO NO RIGIDIZADO A CORTANTE (COLUMNA-VIGA)



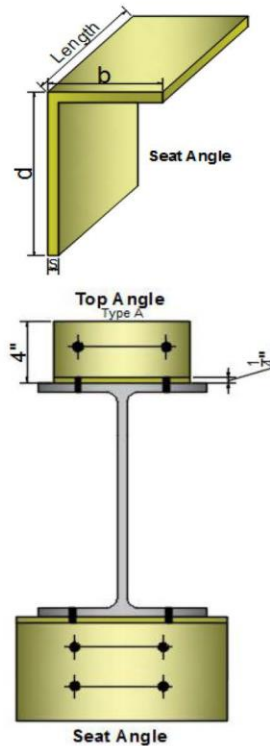
COLUMNA		
HEA 360		
d	350	[mm]
tw	10,00	[mm]
b	300	[mm]
tf	17,50	[mm]
r	27	[mm]
h	315	[mm]
c	261	[mm]
AREA	143	[cm ²]
PESO	112	[Kg/m]
Ix	33090	[cm ⁴]
Sx	1891	[cm ³]
rx	15,2	[cm]
Iy	7887	[cm ⁴]
Sy	526	[cm ³]
ry	7,4	[cm]
Zx	2088	[cm ³]
Zy	80,2	[cm ³]
Jt	149	[cm ⁴]
k	17,5	[mm]
PROP. MATERIAL		
A-572 GR 50		
Fy	345	MPa
Fu	450	MPa



VIGA		
IPE 360		
d	360	[mm]
tw	8,0	[mm]
b	170	[mm]
tf	12,7	[mm]
r	18	[mm]
h	334,6	[mm]
c	298,6	[mm]
AREA	72,7	[cm ²]
PESO	57,1	[Kg/m]
Ix	16270	[cm ⁴]
Sx	904	[cm ³]
rx	15	[cm]
Iy	1043	[cm ⁴]
Sy	123	[cm ³]
ry	3,79	[cm]
Zx	1019	[cm ³]
Zy	191	[cm ³]
Jt	37,3	[cm ⁴]
k	12,7	[mm]
k _{des}	12,7	[mm]
PROP. MATERIAL		
A-572 GR 50		
Fy	345	MPa
Fu	450	MPa

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORÓ	A.A.P.T.	
ARCHIVO:		REVISÓ	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

SEAT ANGLE		
L 1/2 X 4		
d	101,6	[mm]
b	101,6	[mm]
s	12,7	[mm]
r1	9,5	[mm]
X = Y	2,99	[mm]
w	7,18	[mm]
z	4,21	[mm]
AREA	24,19	[cm ²]
PESO	19,05	[Kg/m]
Ix	231,4	[cm ⁴]
Sx	32,3	[cm ³]
rx	3,1	[cm]
In	361,28	[cm ⁴]
m	3,86	[cm]
Iz	94,48	[cm ⁴]
Sz	22,44	[cm ³]
rz	1,98	[cm]
PROP. MATERIAL		
A-36		
Fy	250	[MPa]
Fu	410	[MPa]
SETBACK		
	3/4	[Pulg]
	19,05	[mm]




SEAT ANGLE		
L 1/2 X 4		
Type	A	
Length	6	[Pulg]
Length	152,4	[mm]
Pernos	2	
Sep.	3 1/2	[Pulg]
Sep.	88,90	[mm]

TOP ANGLE		
L4X4X1/4		
Type	A	
Length	152,4	[mm]
#.P.A	2	

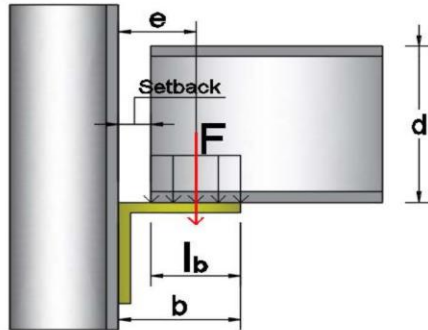
PERNOS		
A325-N		
dp	3/4	[Pulg]
db	19,05	[mm]
Área	285	[mm ²]
Fnv	372	[Mpa]
Fnt	620	[Mpa]

1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA CONEXIÓN

Vu	100	[kN]
F.A	1	-
Ru	100	[kN]

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORO	A.A.P.T.	
ARCHIVO:		REVISO	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

1.1 LONGITUD MÍNIMA DE APOYO PARA EL MIEMBRO SOPORTADO



e	60,325	[mm]	
d	360	[mm]	
Setback	19,05	[mm]	
lb _{min}	12,7	[mm]	
lb	82,55	[mm]	OK

1.2 CÁLCULO DE lb REQUERIDO

1.2.1 FLUENCIA LOCAL DEL ALMA

Si: F aplicada a una distancia $> d$ desde el extremo:

$$\Phi R_n = (1,0)(5k+lb)F_{yw}t_w \quad \boxed{}$$

Si: F aplicada a una distancia $\leq d$ desde el extremo:

$$\Phi R_n = (1,0)(2,5k+lb)F_{yw}t_w \quad \text{lb req} = \boxed{4,481884} \text{ [mm]}$$

$$K_{des} = \boxed{12,7} \text{ [mm]}$$

1.2.2 APLASTAMIENTO DEL ALMA

Si: F aplicada a una distancia $\geq d/2$ desde el extremo:

$$\Phi R_n = (0,75)(0,80)t_w^2[1+3(l_b/d)(t_w/t_f)^{1,5}](Ef_{yw}t_f/t_w)^{1/2} \quad \boxed{}$$



Si: F aplicada a una distancia $\leq d/2$ desde el extremo:

Para $(l_b/d)_{max} \leq 0,2$

$$\Phi R_n = (0,75)(0,40)t_w^2[1+3(l_b/d)(t_w/t_f)^{1,5}](Ef_{yw}t_f/t_w)^{1/2} \quad \boxed{}$$

Para $(l_b/d)_{max} > 0,2$

$$\Phi R_n = (0,75)(0,40)t_w^2[1+(4l_b/d-0,2)(t_w/t_f)^{1,5}](Ef_{yw}t_f/t_w)^{1/2} \quad \text{lb req} = \boxed{-72,4328} \text{ [mm]}$$

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORÓ	A.A.P.T.	 
ARCHIVO:		REVISÓ	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

2. CHEQUEO EN EL ÁNGULO DE ASIENTO

2.1 FLUENCIA POR FLEXIÓN

$$\Phi M_n = (0,9)(F_y)(Z_x)$$

$$\Phi R_n = 300,25 \text{ [kN]} \geq Ru = 100 \text{ [kN]} \quad \text{OK}$$

2.2 FLUENCIA POR CORTANTE

$$\Phi R_n = (1,0)(0,6)(A_{gv})F_y$$

$$\Phi R_n = 290,322 \text{ [kN]} \geq Ru = 100 \text{ [kN]} \quad \text{OK}$$

2.3 RESISTENCIA AL CORTE DE LOS PERNOS

$$\Phi r_n = (0,75)A_b F_{nv}$$

$$\Phi R_n = 159,03 \text{ [kN]} \geq Ru = 100 \text{ [kN]} \quad \text{OK}$$

2.4 APLASTAMIENTO DE UN PERNO EN EL ÁNGULO

$$r_u = \frac{Ru}{\# \text{ Pernos}} = 50 \text{ [kN]}$$

Aplastamiento para un perno:

$$\Phi r_n = (0,75)2,4d_b t_w F_u$$

$$\Phi R_n = 178,548 \text{ [kN]} \geq ru = 50 \text{ [kN]} \quad \text{OK}$$

3. CHEQUEO EN LA COLUMNA


3.1 APLASTAMIENTO EN LA COLUMNA

Aplastamiento para un perno:

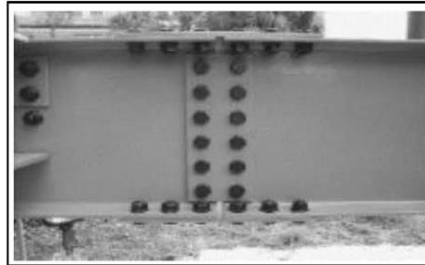
$$\Phi r_n = (0,75)2,4d_b t_w F_u$$

Conexión: ALMA

$$\Phi R_n = 154,305 \text{ [kN]} \geq ru = 50 \text{ [kN]} \quad \text{OK}$$

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORÓ	A.A.P.T.	
ARCHIVO:		REVISÓ	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

CONEXIÓN A MOMENTO (VIGA-VIGA)



Separación: mm de holgura

Diseño por demanda

$V_u=R_u=$ [KN]

$M_u=$ [KN-m]

Factor amplificador=

$V_u=R_u=$ [KN]

$M_u=$ [KN-m]

VIGAS	
IPE 400	
d	400,0
tw	8,6 [mm]
b	180,0 [mm]
tf	13,5 [mm]
r	21,0 [mm]
h	331,0 [mm]
c	373,0 [mm]
AREA	84,5 [mm ²]
PESO	66,3 [Kg/m]
Jt	51,1 [mm ⁴]

I_x	23130,0	[mm ⁴]
r_x	16,5	[mm]
S_x	1156,0	[mm ³]
Z_x	1307,0	[mm ³]
I_y	1318,0	[mm ⁴]
r_y	4,0	[mm]
S_y	146,0	[mm ³]
Z_y	229,0	[mm ³]
$b_f/2t$	6,7	
h/t_w	43,4	

PROP. MATERIAL VIGA	
F_y	345 [Mpa]
F_u	450 [Mpa]
MATERIAL PLATINA	
F_y	252 [Mpa]
F_u	410 [Mpa]

MATERIAL PERNOS ALMA	
A490-N	
d_b	3/4 [in]
d_b	19,05 [mm]

1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA CONEXIÓN CON LOS PERNOS

A490-N

Doble placa para el alma (por ambos lados del alma)

$F_{nt}=$ [Mpa]

$F_{nv}=$ [Mpa]

1.1. RESISTENCIA A APLASTAMIENTO PARA UN PERNO EN LA VIGA

$$\phi r_n = (0.75) 2.4 d_b t_w F_u = \text{input } 132,70 \text{ [KN]}$$

$$\phi r_n = (0.75) 1.2 L_c t_w F_u = \text{input } 137,06 \text{ [KN]}$$

1.2. CORTANTE EN LOS PERNOS

Planos de corte en los pernos $p=$

$$\phi r_n = 0.75 p A_b F_{nv} = \text{input } 195,38 \text{ [KN]}$$

Gobierna el aplastamiento

PROYECTO CONEXIONES		ELABORÓ	A.A.P.T.	
ARCHIVO:		REVISÓ	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

1.3. CANTIDAD DE PERNOS

$$N = \frac{V_u}{\phi \Gamma_n} = 3,77$$

Manualmente: 10

DISTRIBUCIÓN DE PERNOS

Número de columnas: 2
Número de filas: 5

1.4. DISTANCIA AL BORDE

#N/A

$$l_e = 1.5 d_b = 28,58 \text{ [mm]}$$

Manualmente $l_{ev} = 40$ [mm]
 $l_{eh} = 35$ [mm]

O.K.

O.K.

1.5. ESPACIAMIENTO ENTRE PERNOS

$$s_{\min} = 3d_b = 57,15 \text{ [mm]}$$

$$s_{\max} = 5d_b = 95,25 \text{ [mm]}$$

Manualmente $s_v = 60$ [mm]
 $s_h = 60$ [mm]

O.K.

O.K.

1.6. DIMENSIONAMIENTO DE LA PLACA

$$H_{\max} = 331 \text{ [mm]}$$

Altura requerida de placa (modifique l_{ev} para redondear):

$$H = 320 \text{ [mm]}$$

O.K.

Ancho requerido de placa (modifique l_{eh} para redondear):

$$B = 270 \text{ [mm]}$$

1.7. GRUPO DE PERNOS A CORTANTE EXCÉNTRICO

$$e = 140 \text{ [mm]}$$

$$r_{py} = 50,0 \text{ [KN]}$$

$$I_p = 81000 \text{ [mm}^4/\text{mm}^2]$$

$$c_y = 120 \text{ [mm]}$$

$$c_x = 30 \text{ [mm]}$$

$$r_{mx} = 103,7 \text{ [KN]}$$

$$r_{my} = 25,9 \text{ [mm]}$$

$$r_u = 128,5 \text{ [KN]}$$

$$\leq \phi \Gamma_n = 132,7 \text{ [KN]}$$

O.K.

$$\frac{r_u}{\phi \Gamma_n} = 0,97$$

2. ANÁLISIS DEL ALMA DE LA VIGA

Sin rigidizadores

2.1. FLUENCIA POR CORTANTE

$$\frac{h}{t_w} = 38 \leq 53,93$$

$$C_v = 1,0$$

$$A_w = 3440 \text{ [mm}^2]$$

$$\phi_v = 1,0$$

$$k_v = 5$$

$$\phi_v V_n = \phi_v 0.6 F_y A_w C_v = 712,08 \text{ [KN]} \geq 500 \text{ [KN]}$$

$$\frac{V_u}{\phi_v V_n} = 0,7 \text{ O.K.}$$



2.2 ROTURA POR CORTANTE

$$A_{nw} = 2483,25 \text{ [mm}^2]$$

$$\phi_v = 0,75$$

$$\phi_v V_n = \phi_v 0.6 F_u A_{nw} C_v = 502,858 \text{ [KN]} \geq 500 \text{ [KN]}$$

$$\frac{V_u}{\phi_v V_n} = 0,99 \text{ O.K.}$$

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORÓ	A.A.P.T.	 
ARCHIVO:		REVISÓ	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

2.3. CHEQUEO DE APLASTAMIENTO Y DESGARRAMIENTO EN EL ALMA DE LA VIGA

Las deformaciones alrededor de la perforación son una consideración de diseño.

- Desgarre en pernos interiores (8 pernos): $l_c = 39,35$ [mm]

$$\phi R_n = (0.75)1.2L_c t_w F_u = 137,06 \text{ [KN]}$$

- Desgarre en pernos de borde (2 pernos):

El desgarramiento para un perno de borde no es posible en la viga.

- Aplastamiento para todos los pernos:

$$\phi R_n = (0.75)2.4d_b t_w F_u = 132,70 \text{ [KN]}$$

$$\phi R_n = 1327,0 \text{ [KN]} \geq 500 \text{ [KN]} \quad \frac{V_u}{\phi R_n} = 0,38 \quad \text{O.K.}$$

3. ESPESOR DE PLACAS DE UNIÓN REQUERIDO

3.1. POR FLUENCIA A CORTANTE

$$\phi R_n = (1.0)0.6F_y H t_p \geq 250,0 \text{ [KN]} \quad t_p \geq 5,17 \text{ [mm]}$$

3.2. POR ROTURA A CORTANTE

$$\phi R_n = (0.75)0.6F_u (H - \sum d_h) t_p \geq 250,0 \text{ [KN]} \quad t_p \geq 6,49 \text{ [mm]}$$

3.3. POR BLOQUE DE CORTANTE

$$\phi R_n = \phi [0.60F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}] \leq \phi [0.60F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}], \quad \phi = 0.75$$

$$U_{bs} = 0,5 \quad \phi R_n = 41,23 * t_p \geq 250,0 \text{ [KN]}$$

$$A_{nt} = 61,63 * t_p \text{ [mm}^2] \quad t_p \geq 6,06 \text{ [mm]}$$


$$A_{gv} = 280,0 * t_p \text{ [mm}^2]$$

$$A_{nv} = 179,9 * t_p \text{ [mm}^2]$$

3.4. POR FLUENCIA A FLEXIÓN

$$e = 140 \text{ [mm]} \quad M_u = R_u e / 2 = 17,50 \text{ [KN.m]}$$

$$\phi M_n = (0.9)F_y \frac{1}{6} H^2 t_p = 3,87 * t_p \text{ [KN.m]} \quad t_p \geq 4,52 \text{ [mm]}$$

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORÓ	A.A.P.T.	
ARCHIVO:		REVISÓ	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

3.5. POR FRACTURA A FLEXIÓN

$$I_x = \frac{1}{12} t_p H^3 = 2730666,667 * t_p \text{ [mm}^4\text{]}$$

$$I_o = n_f \left(\frac{1}{12} t_p d'^3 \right) = 4589,64 * t_p \text{ [mm}^4\text{]}$$

$$\sum A_o y^2 = 1251563 * t_p \text{ [mm}^4\text{]}$$

$$y_{net} = \frac{H}{2} = 160 \text{ [mm]}$$

$$S_{net} = \frac{I_x - I_o - \sum A_o y^2}{y_{net}} = 9216 \text{ [mm}^3\text{]}$$

$$\phi M_n = (0,75) F_u S_{net} = 2,83 * t_p \text{ [KN.m]}$$

$$t_p \geq 6,18 \text{ [mm]}$$

3.6. APLASTAMIENTO Y DESGARRAMIENTO

- Desgarre en pernos interiores (8 pernos): $l_c = 39,35 \text{ [mm]}$

$$\phi R_n = (0,75) 1,2 L_c t_w F_u = 14,52 * t_p \text{ [KN]}$$

- Desgarre en pernos de borde (2 pernos): $l_c = 29,68 \text{ [mm]}$

$$\phi R_n = (0,75) 1,2 L_c t_w F_u = 10,95 * t_p \text{ [KN]}$$

- Aplastamiento para todos los pernos:

$$\phi R_n = (0,75) 2,4 d_b t_w F_u = 14,06 * t_p \text{ [KN]}$$

$$\phi R_n = 134,37 * t_p \geq 250,0 \text{ [KN]} \quad t_p \geq 1,86 \text{ [mm]}$$

El espesor de placa que gobernó fue:

$$t_p = 6,49 \text{ [mm]} \quad \text{Usar } t_p = 7,94 \text{ [mm]} \quad \text{O.K.}$$

$$\frac{R_u}{\phi R_n} = 0,82$$

CONCLUSIÓN: Usar 2 platinas 320 X 270 X 7,94 mm

4. PREDIMENSIONAMIENTO DE LAS PLATINAS EN LAS ALETAS

MATERIAL PERNOS ALETA

ASTM:	A490-N	d' =	19,08 [mm]
d _p =	5/8 [in]	F _{nt} =	780 [Mpa]
d _b =	15,88 [mm]	F _{nv} =	457 [Mpa]


Una sola placa en la aleta

4.1. DISTANCIA AL BORDE

#N/A

$$l_e = 1,5 d_b = 23,81 \text{ [mm]} \quad \text{Manualmente } l_{eL} = 40 \text{ [mm]} \quad \text{O.K.}$$

$$l_{eT} = 40 \text{ [mm]} \quad \text{O.K.}$$

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORÓ	A.A.P.T.	
ARCHIVO:		REVISÓ	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

4.2. ESPACIAMIENTO ENTRE PERNOS

$$s_{\min} = 3d_b = 47,6 \text{ [mm]} \quad \text{Manualmente } s_L = 70 \text{ [mm]} \quad \checkmark \text{ O.K.}$$

$$s_{\max} = 5d_b = 79,4 \text{ [mm]}$$

4.3. RESISTENCIA A APLASTAMIENTO PARA UN PERNO EN LA VIGA

$$\phi r_n = (0.75)2.4d_b t_r F_u = 173,59 \text{ [KN]} \quad \phi r_n = (0.75)1.2L_c t_r F_u = 170,93 \text{ [KN]}$$

4.4. CORTANTE EN LOS PERNOS

Planos de corte en los pernos $p=1$

$$\phi r_n = 0.75pA_b F_{nv} = 67,86 \text{ [KN]} \quad \checkmark \text{ Gobierna el cortante}$$

La fuerza que deben soportar todos los pernos de la aleta, P_{uf} , corresponde al par que resulta del momento último, M_u .

$$M_u = 200 \text{ [KN.m]} \quad P_{uf} = \frac{M_u}{d} = 500 \text{ [KN]}$$

Cantidad de pernos requeridos: $N = \frac{P_{uf}}{\phi r_n} = 7,37$ Manualmente: 8 \checkmark O.K.

4.5. DIMENSIONAMIENTO DE LA PLACA

- Para la placa superior:

Longitud requerida de placa (modifique l_{el} o s_L para redondear): $L = 590 \text{ [mm]}$

Ancho de placa (por defecto el ancho de ala): $B = 180 \text{ [mm]}$

- Para la placa inferior (si la hay):

Longitud requerida de placa (modifique l_{el} o s_L para redondear): $L = \text{N/A} \text{ [mm]}$

Ancho disponible de placa: $B_{disp} = \text{N/A} \text{ [mm]}$ $B = \text{N/A} \text{ [mm]}$

5. RESISTENCIA DE LAS ALETAS DE LA VIGA



5.1. RESISTENCIA EN LAS ALETAS DE LA VIGA

Rotura por tensión en la aleta en tensión, según NSR-10 F.2.6.13

$$Y_t = 1 \quad Y_t F_y A_{fg} = 838,35 \text{ [KN]} \quad \checkmark \text{ No revisar F.2.6.13}$$

$$A_{fg} = 2430 \text{ [mm}^2] \quad F_u A_{rn} = 861,739 \text{ [KN]}$$

$$A_{rn} = 1914,975 \text{ [mm}^2] \quad \phi M_n = \text{N/A} \text{ [KN.m]} \geq \text{N/A} \text{ [KN.m]} \quad \checkmark$$

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORÓ	A.A.P.T.	 
ARCHIVO:		REVISÓ	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

5.2. CHEQUEO DE APLASTAMIENTO Y DESGARRAMIENTO EN EL ALA DE LA VIGA

Las deformaciones alrededor de la perforación son una consideración de diseño.

- Desgarre en pernos interiores (6 pernos): $l_c = 52,53$ [mm]

$$\phi r_n = (0.75)1.2L_c t_r F_u = 287,18 \text{ [KN]}$$

- Desgarre en pernos de borde (2 pernos): $l_c = 31,26$ [mm]

$$\phi r_n = (0.75)1.2L_c t_r F_u = 170,93 \text{ [KN]}$$

- Aplastamiento para todos los pernos:

$$\phi r_n = (0.75)2.4d_b t_r F_u = 173,59 \text{ [KN]}$$

$$\phi R_n = 1383,4 \text{ [KN]} \geq 500 \text{ [KN]} \quad \frac{P_{uf}}{\phi R_n} = 0,36 \quad \text{O.K.}$$

5.3. BLOQUE DE CORTANTE EN LA ALETA DE LA VIGA

$$\phi R_n = \phi [0.60F_u A_{nv} + U_{bs}F_u A_{nt}] \leq \phi [0.60F_y A_{gv} + U_{bs}F_u A_{nt}], \quad \phi = 0.75$$

$$U_{bs} = 1,0 \quad \phi R_n = 1279,44 \text{ [KN]} \geq 500,0 \text{ [KN]}$$

$$A_{nt} = 822,49 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$A_{gv} = 6750,0 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$A_{nv} = 4947,4 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$\frac{P_{uf}}{\phi R_n} = 0,390796 \quad \text{O.K.}$$

6. PERNOS DE UNIÓN DE LAS ALETAS CON LAS PLATINAS

6.1. PERNOS A CORTANTE

La resistencia a cortante de los 8 pernos en la aleta (16 en total) debe ser superior a la carga P_{uf} .

$$\phi R_n = N\phi r_n = 542,916 \text{ [KN]} \geq 500,0 \text{ [KN]} \quad \frac{P_{uf}}{\phi R_n} = 0,92095 \quad \text{O.K.}$$



7. ESPESOR DE PLACA SUPERIOR A TRACCIÓN EN LA ALETA

7.1. POR FLUENCIA POR TENSIÓN

$$\phi R_n = (0.9)F_y B t_p \geq 500 \text{ [KN]} \quad t_p \geq 12,25 \text{ [mm]}$$

7.2. POR ROTURA POR TENSIÓN

$$\phi R_n = (0.75)F_u (B - \sum d_h) t_p \geq 500 \text{ [KN]} \quad t_p \geq 11,46 \text{ [mm]}$$

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORÓ	A.A.P.T.	 
ARCHIVO:		REVISÓ	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

7.3. POR BLOQUE DE CORTANTE

$$\phi R_n = \phi [0.60 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}] \leq \phi [0.60 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}], \quad \phi = 0.75$$

$$U_{bs} = 1,0 \quad \phi R_n = 62,60 * t_p \geq 500,0 \text{ [KN]}$$

$$A_{nt} = 111,39 * t_p \text{ [mm}^2] \quad t_p \geq 7,99 \text{ [mm]}$$

$$A_{gv} = 250,00 * t_p \text{ [mm}^2]$$

$$A_{nv} = 183,24 * t_p \text{ [mm}^2]$$

7.4. APLASTAMIENTO Y DESGARRAMIENTO

- Desgarre en pernos interiores (6 pernos): $L_c = 52,53 \text{ [mm]}$

$$\phi r_n = (0.75) 1.2 L_c t_p F_u = 19,38 * t_p \text{ [KN]}$$

- Desgarre en pernos de borde (2 pernos): $L_c = 31,26 \text{ [mm]}$

$$\phi r_n = (0.75) 1.2 L_c t_p F_u = 11,54 * t_p \text{ [KN]}$$

- Aplastamiento para todos los pernos:

$$\phi r_n = (0.75) 2.4 d_b t_p F_u = 11,72 * t_p \text{ [KN]}$$

$$\phi R_n = 93,37 * t_p \geq 500,0 \text{ [KN]} \quad t_p \geq 5,36 \text{ [mm]}$$

El espesor de placa que gobernó fue: $t_p = 12,25 \text{ [mm]}$ Usar $t_p = 15,88 \text{ [mm]}$

#N/A $\frac{R_u}{\phi R_n} = 0,77$ **Platina 590 X 180 X 15,88 mm**
O.K.

8. ESPESOR DE PLACA INFERIOR A TRACCIÓN EN LA ALETA SUPERIOR

(No requerida)

8.1. POR FLUENCIA POR TENSIÓN

$$\phi R_n = (0.9) F_y B t_p \geq \text{N/A [KN]} \quad t_p \geq \text{N/A [mm]}$$

8.2. POR ROTURA POR TENSIÓN

$$\phi R_n = (0.75) F_u (B - \sum d_h) t_p \geq \text{N/A [KN]} \quad t_p \geq \text{N/A [mm]}$$

8.3. POR BLOQUE DE CORTANTE


$$\phi R_n = \phi [0.60 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}] \leq \phi [0.60 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}], \quad \phi = 0.75$$

$$U_{bs} = \text{N/A} \quad \phi R_n = \text{N/A} * t_p \geq \text{N/A [KN]}$$

$$A_{nt} = \text{N/A} * t_p \text{ [mm}^2] \quad t_p \geq \text{N/A [mm]}$$

$$A_{gv} = \text{N/A} * t_p \text{ [mm}^2]$$

$$A_{nv} = \text{N/A} * t_p \text{ [mm}^2]$$

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORÓ	A.A.P.T.	
ARCHIVO:		REVISÓ	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

8.4. APLASTAMIENTO Y DESGARRAMIENTO

El espesor de platina requerido por aplastamiento y desgarramiento es el mismo que el calculado para la platina superior.

$$\phi R_n = \boxed{N/A} * t_p \geq \boxed{N/A} \text{ [KN]} \quad t_p \geq \boxed{N/A} \text{ [mm]}$$

El espesor de placa que gobernó fue: $t_p = \boxed{N/A}$ [mm] Usar $t_p = \boxed{15,88}$ [mm]

$$\frac{R_u}{\phi R_n} = \boxed{N/A}$$

La resistencia total del conjunto de placas es:

$$\phi R_n = \boxed{648,28512} \text{ [KN]}$$

$$\frac{P_{uf}}{\phi R_n} = \boxed{0,771} \quad \text{O.K.}$$

9. PLACAS A COMPRESIÓN EN LA ALETA INFERIOR

Con el espesor de placas a tracción seleccionado en la aleta superior, se verifica el pandeo por compresión entre dos pernos consecutivos.

9.1. PLATINA INFERIOR EN LA ALETA INFERIOR

(Platina 590 X 180 X 15,88 mm)

$$L = \boxed{90} \text{ [mm]} \quad r = \sqrt{\frac{t_p^2}{12}} = \boxed{4,58} \text{ [mm]} \quad K = \boxed{0,65} \quad \frac{KL}{r} = \boxed{12,76}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \boxed{12121,0} \text{ [MPa]} \quad 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = \boxed{132,69} \quad F_{cr} = \boxed{249,82} \text{ [MPa]}$$

$$\phi_c P_n = 0.9 F_{cr} A_g = \boxed{642,668328} \text{ [KN]} \geq \boxed{500,0} \text{ [KN]} \quad \frac{R_u}{\phi_c P_n} = \boxed{0,778} \quad \text{O.K.}$$

9.1. PLATINA SUPERIOR EN LA ALETA INFERIOR


(2 Platinas N/A X N/A X 15,88 mm)

(No requerida)

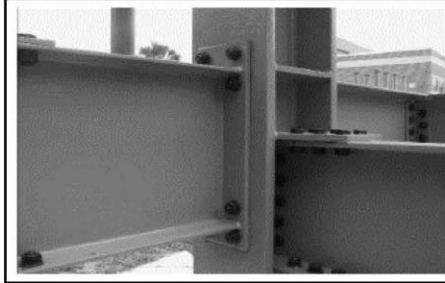
$$L = \boxed{N/A} \text{ [mm]} \quad r = \sqrt{\frac{t_p^2}{12}} = \boxed{N/A} \text{ [mm]} \quad K = \boxed{N/A} \quad \frac{KL}{r} = \boxed{N/A}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \boxed{N/A} \text{ [MPa]} \quad 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = \boxed{N/A} \quad F_{cr} = \boxed{N/A} \text{ [MPa]}$$

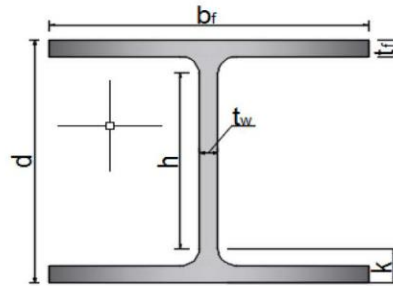
$$\phi_c P_n = 0.9 F_{cr} A_g = \boxed{N/A} \text{ [KN]} \geq \boxed{N/A} \text{ [KN]} \quad \frac{R_u}{\phi_c P_n} = \boxed{N/A}$$

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORÓ	A.A.P.T.	
ARCHIVO:		REVISÓ	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

CONEXIÓN PLACA DE EXTREMO ENTENDIDA (4ES)



COLUMNA		
HEA 360		
d_c	350	[mm]
t_{wc}	10	[mm]
b_{fc}	300	[mm]
t_{fc}	17,5	[mm]
r	27	[mm]
h	261	[mm]
c	315	[mm]
AREA	143	[cm ²]
PESO	112	[Kg/m]
I_x	33090	[cm ⁴]
S_x	1891	[cm ³]
r_x	15,2	[cm]
I_y	7887	[cm ⁴]
S_y	526	[cm ³]
r_y	7,4	[cm]
Z_x	2088	[cm ³]
Z_y	80,2	[cm ³]
J_t	149	[cm ⁴]
k	44,5	[mm]
PROP. MATERIAL		
A-572 GR 50		
F_{yc}	345	MPa
F_{uc}	450	MPa



CARGA GRAVITACIONAL


$$W_D = 20 \text{ [Kn/m]}$$

$$W_L = 3,75 \text{ [Kn/m]}$$

$$\text{Luz Viga} = 0,8 \text{ [m]}$$

$$P_{cu} = \text{[kN]}$$

VIGA		
IPE 360		
d_b	360	[mm]
t_{wb}	8	[mm]
b_{fb}	170	[mm]
t_{fb}	12,7	[mm]
r	18	[mm]
h	298,6	[mm]
c	334,6	[mm]
AREA	72,7	[cm ²]
PESO	57,1	[Kg/m]
I_x	16270	[cm ⁴]
S_x	904	[cm ³]
r_x	15	[cm]
I_y	1043	[cm ⁴]
S_y	123	[cm ³]
r_y	3,79	[cm]
Z_x	1019	[cm ³]
Z_y	191	[cm ³]
J_t	37,3	[cm ⁴]
k	30,7	[mm]
PROP. MATERIAL		
A-572 GR 50		
F_{yb}	345	MPa
F_{ub}	450	MPa

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORÓ	A.A.P.T.	
ARCHIVO:		REVISÓ	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

PERNOS		
A325-N		
dp	1 1/8	Pulg
db	28,575	mm
Área	642	mm ²
F _{nv}	372	MPa
F _{nt}	620	MPa

PLATINA		
A-36		
F _{yp}	250	MPa
F _{up}	410	MPa

SOLDADURA		
F70XX		
F _{EXX}	490	MPa

1. DISEÑO DEL PERNO Y LA PLACA DE EXTREMO

1.1 MOMENTO DE DISEÑO EN LA CONEXIÓN

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2 * F_y} = \frac{1,15}{2} \leq 1,2 \quad M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_e = 445,56 \text{ [kN.m]}$$

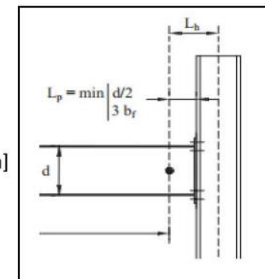
Distancia Rótula Plástica - $S_h = 180$ [mm]

$L_h = 6$ [m]

$V_{\text{gravedad}} = 90,00$ [kN]

$$V_u = \frac{2 * M_{pr}}{L_h} + V_{\text{gravedad}} = 238,52 \text{ [kN]}$$

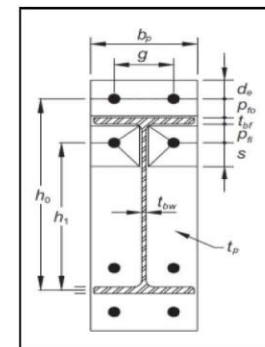
Momento en la Cara de la Columna: $M_f = M_{pr} = 488,49$ [kN.m]




1.2 LIMITACIONES PARAMÉTRICAS EN LA PRECALIFICACIÓN

Param.	Máx [mm]	Min [mm]
t_{fb}	19	10
b_{fb}	235	152
d_b	1400	349
t_p	57	13
b_p	273	178
g	152	102
p_{fi}	114	38
p_{fo}	114	38

b_p (recom)	=	195,4	[mm]	
b_p	=	200	[mm]	
OK	p_{fi}	=	60	[mm] OK
OK	p_{fo}	=	60	[mm] OK
OK	g	=	120	[mm] OK
OK	d_{eh}	=	40,0	[mm] OK
OK	d_e	=	47,625	[mm] OK
OK	d_e	=	50	[mm] OK
OK	h_o	=	413,65	[mm] OK
OK	h_1	=	280,95	[mm] OK
	h_p	=	580	[mm]



PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORO	A.A.P.T.	
ARCHIVO:		REVISO	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

1.3 DIÁMETRO DE PERNO REQUERIDO

$$d_{b \text{ req}} = \sqrt{\frac{2 M_f}{\pi \Phi F_{nt} (h_o + h_1)}} = \boxed{28,33} \text{ [mm]}$$

1.4 DIÁMETRO DE PERNO ESCOGIDO

$$d_b = \boxed{1 \ 1/4} \text{ [in]}$$

$$d_b = \boxed{31,75} \text{ [mm]} \quad \text{OK}$$

$$A_b = \boxed{794,00} \text{ [mm}^2\text{]}$$

Chequeo de Momento de Palanca en el Perno:

$$P_t = F_{nt} A_b = \boxed{492,28} \text{ [kN]}$$

$$\Phi M_{np} = \mathbf{(0,90)} 2P_t (h_o + h_1) = \boxed{615,5} \text{ [kN.m]} \geq \boxed{488,49} \text{ [kN.m]} \quad \text{OK}$$

1.5 ESPESOR DE PLACA DE EXTREMO REQUERIDO

$$Y_p = \frac{b_a}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_o \left(\frac{1}{p_{fo}} - \frac{1}{2} \right) + \frac{2}{g} [h_1 (p_{fi} + s)] \right] = \boxed{2114,03} \text{ [mm]}$$

$$S = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g} = \boxed{77,46} \text{ [mm]}$$

$$t_{p \text{ req}} = \sqrt{\frac{1,11 M_f}{\Phi_d F_{yp} Y_p}} = \boxed{32,03} \text{ [mm]} \quad \Phi = \boxed{0,75}$$

$$\Phi_d = \boxed{1}$$

1.6 ESPESOR DE PLACA DE EXTREMO ESCOGIDO



$$t_p = \boxed{1 \ 1/2} \text{ [in]}$$

$$t_p = \boxed{38,1} \text{ [mm]} \quad \text{OK}$$

PLATINA DE 750 X 190 X 34,9 mm

1.7 FUERZA FACTORIZADA EN LA ALETA DE LA VIGA

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d - t_{fb}} = \boxed{1406,54} \text{ [kN]}$$

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORÓ	A.A.P.T.	 
ARCHIVO:		REVISÓ	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

2. CHEQUEOS POR ESTADOS LÍMITES EN LA PLACA DE EXTREMO

2.1 FLUENCIA POR CORTANTE

$$\Phi R_n = (0,9)(0,6)AgF_{yp} \geq F_{fu}/2$$

$$\Phi R_n = (0,9)(0,6)(t_p)(b_p)F_{yp} = 1028,70 \text{ [kN]} \geq 703,27 \text{ [kN]} \quad \text{OK}$$

2.2 POR ROTURA A CORTANTE

$$\Phi R_n = (0,75)(0,6)A_{nv}F_{up} \geq F_{fu}/2$$

$$\Phi R_n = (0,75)(0,6)(b_p - \Sigma d')t_p F_{up} = 914,53 \text{ [kN]} \geq 703,27 \text{ [kN]} \quad \text{OK}$$

2.3 RESISTENCIA AL CORTE DE LOS PERNOS EN COMPRESIÓN

$$\Phi R_n = (0,75)nA_bF_{nv} \geq V_u$$

$$\Phi R_n = (0,75)4(t_p)(b_p)F_{nv} = 886,104 \text{ [kN]} \geq 238,52 \text{ [kN]} \quad \text{OK}$$

2.4 APLASTAMIENTO Y DESGARRAMIENTO EN PERNOS A COMPRESIÓN

# Pernos Internos	2,0	L_{c_i}	99,35 [mm]
# Pernos Externos	2,0	L_{c_b}	33,33 [mm]
Φ	0,75		

Desgarramiento para **un** perno de borde:

$$\Phi R_n = (0,75)1,2L_{c_i}t_p F_{up} = 468,51 \text{ [kN]}$$


Desgarramiento para **un** perno interno:

$$\Phi R_n = (0,75)1,2L_{c_b}t_p F_{up} = 1396,75 \text{ [kN]}$$

$$\Phi R_n = 2722,51 \text{ [kN]} \geq V_u = 238,52 \text{ [kN]} \quad \text{OK}$$

Aplastamiento para **un** perno cualquiera:

$$\Phi R_n = (0,75)2,4d_b t_p F_u = 892,74 \text{ [kN]}$$

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORÓ	A.A.P.T.	
ARCHIVO:		REVISÓ	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

3. DISEÑO DE SOLDADURAS

3.1 SOLDADURA PLACA DE EXTREMO - ALAS DE LA VIGA

Usar soldaduras CJP:

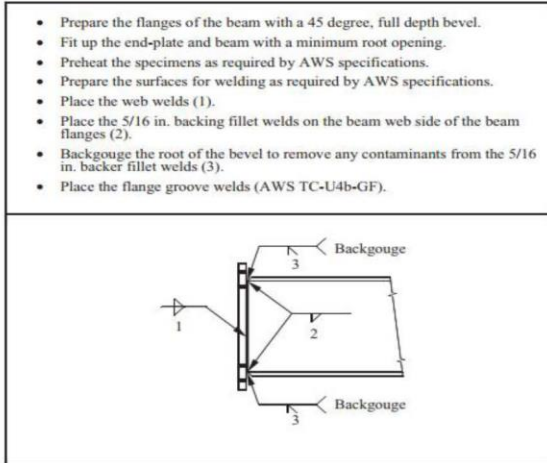


Fig. 2.10. Summary of recommended welding procedure.

1. La parte exterior de la aleta de la viga llevará soldadura CJP con respaldo, bicel a 45°

2. La cara interior del ala tendrá soldadura de filete de 5/16" (8 mm). Estas

3.2 SOLDADURA PLACA DE EXTREMO - ALMA DE LA VIGA

1. Para unir el alma de la viga a la placa de extremo se podrá utilizar soldadura de filete o acanalada de penetración completa (CPJ). La soldadura de respaldo para la raíz no es requerida en la zona del alma por una distancia igual a $1,5 k_1$ (k_1 : distancia desde el eje del alma hasta la punta del filete de la soldadura del ala). Se permite la soldadura de

Soldadura de Filete:

M.E.U [mm]

Por Flexión:



$$W_1 = \frac{(16)0,6 Fy b t_{wb}}{2 (0,318) F_{EXX}} = \text{3,35} \text{ [}/16\text{"]}$$

<input type="text" value="1/4"/>	[in]	$W_{min} =$	<input type="text" value="5"/>	[mm]	OK
<input type="text" value="6,35"/>	[mm]	$W_{max} =$	<input type="text" value="6,4"/>	[mm]	OK

Por Cortante:

$$d_b/2 - t_{fb} = \text{167,3} \text{ [mm]}$$

$$h_1 - t_{fb}/2 + 2_{dp} = \text{338,1} \text{ [mm]}$$

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORÓ	A.A.P.T.	 
ARCHIVO:		REVISÓ	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

$$W_2 = \frac{(16) Vu}{2(0,318)(F_{EXX})(Min_d)} = \boxed{2,88} [1/16"]$$

4. CHEQUEOS EN LA COLUMNA

4.1 FLUENCIA POR FLEXIÓN EN LAS ALETAS

Para columna SIN rigidizar:

$$S = \frac{1}{2} \sqrt{b_{fc} g} = \boxed{94,87} \text{ [mm]} \quad \Phi = \boxed{0,75}$$

$$C = p_{fo} + t_{fb} + p_{fi} = \boxed{132,7} \text{ [mm]} \quad \Phi_d = \boxed{0,9}$$

$$Y_c = \frac{b_{fc}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} \right) + h_o \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(s + \frac{3c}{4} \right) + h_o \left(s + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right] + \frac{g}{2}$$

$$Y_c = \boxed{3098,00} \text{ [mm]}$$

$$t_{fc \text{ req}} = \sqrt{\frac{1,11 \Phi Mnp}{\Phi_b Fyc Yc}} = \boxed{26,65} \text{ [mm]} \geq t_{fc} = \boxed{17,50} \text{ [mm]}$$

REQUIERE RIGIDIZADORES

Stiffener Plates	
3/4	[in]
t _s	19,05 [mm]


$$p_{so} = p_{si} = \frac{c - t_s}{2} = \boxed{56,83} \text{ [mm]}$$

Para columna Rigidizada:

$$Y_c = \frac{b_{fc}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{st}} \right) + h_o \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{so}} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(s + p_{si}) + h_o(s + p_{so})]$$

$$Y_c = \boxed{4687,89} \text{ [mm]}$$

$$t_{fc \text{ req}} = \sqrt{\frac{1,11 \Phi Mnp}{\Phi_b Fyc Yc}} = \boxed{21,66} \text{ [mm]} \geq t_{fc} = \boxed{17,50} \text{ [mm]}$$

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORÓ	A.A.P.T.	
ARCHIVO:		REVISÓ	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

4.2 FUERZA DE RIGIDIZACIÓN

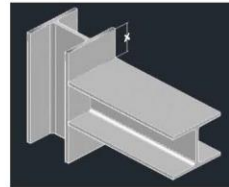
$$\Phi M_{cf} = \Phi_b F_{yc} Y_c t_{cf}^2 = 294,59 \text{ [kN.m]}$$

$$\Phi R_n = \frac{\Phi M_{cf}}{d - t_{fb}} = 848,23 \text{ [kN]} \leq F_u = 1406,54 \text{ [mm]}$$

4.3 FLUENCIA LOCAL DEL ALMA

$$C_t = 1$$

$$K_c = 44,5$$



$$x \geq 356,35 \text{ [mm]} \\ d + t_f / 2$$

$$\Phi R_n = (1,0) C_t (6K_c + t_{br} + 2t_p) F_{yc} t_{wc} = 1227,86 \text{ [kN]} \leq F_u = 1406,54 \text{ [mm]}$$

ALMA DE LA COLUMNA REQUIERE SER RIGIDIZADA, PLACAS DE CONTINUIDAD

4.4 PANDEO LATERAL DEL ALMA

$$h = \left(\frac{h}{t_w}\right)_c t_{wc} = 261$$

F_u aplicada a una distancia $\geq d_c / 2$

$$\Phi R_n = \frac{\Phi 24 t_{cw}^3 \sqrt{E f_{yc}}}{h} = 687,44 \text{ [kN]} \leq F_u = 1406,54 \text{ [mm]}$$

ALMA DE LA COLUMNA REQUIERE SER RIGIDIZADA, PLACAS DE CONTINUIDAD

F_u aplicada a una distancia $< d_c / 2$

$$R_n = \frac{\Phi 12 t_{cw}^3 \sqrt{E f_{yc}}}{h} = 343,72 \text{ [kN]}$$


4.5 ARRUGAMIENTO DEL ALMA

$$N = 12,7 \text{ [mm]}$$

F_u aplicada a una distancia $\geq d_c / 2$

$$\Phi R_n = 0,75 * 0,80 t_{cw}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d_c}\right) \left(\frac{t_{cw}}{t_{cf}}\right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{cf}}{t_{cw}}} = 690,32 \text{ kN} \leq F_u = 1406,54 \text{ [mm]}$$

ALMA DE LA COLUMNA REQUIERE SER RIGIDIZADA, PLACAS DE CONTINUIDAD

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORÓ	A.A.P.T.	
ARCHIVO:		REVISÓ	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

F_u aplicada a una distancia $< d_c / 2$

Para $N/d_c \leq 0,2$

$$\Phi R_n = 0,75 * 0.40 t_{cw}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{dc} \right) \left(\frac{t_{cw}}{t_{cf}} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{cf}}{t_{cw}}} = 345,16 \text{ kN}$$

Para $N/d_c > 0,2$

$$\Phi R_n = 0,75 * 0.40 t_{cw}^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{dc} - 0,2 \right) \left(\frac{t_{cw}}{t_{cf}} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{cf}}{t_{cw}}} = 321,85 \text{ kN}$$

4.6 FUERZA DE RIGIDIZACIÓN PARA DISEÑO

$$F_{su} = F_u - \text{Min } \Phi R_n = 719,09 \text{ kN}$$

4.7 PLACAS DE CONTINUIDAD

4.7.1 ESPESOR

Para conexiones por los dos lados de la columna:

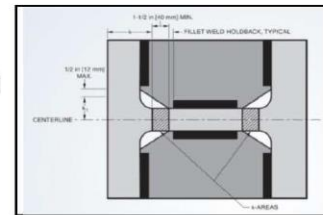
$$t_{cp} \geq 12,7 \text{ [mm]} \quad t_{cp} = \begin{matrix} 3/4 \text{ [in]} \\ 19,05 \text{ [mm]} \end{matrix}$$

PROP. MATERIAL		
A-36		
F _{yc}	250	MPa
F _{uc}	410	MPa

4.7.2 ANCHO MÍNIMO DE LAS PLACAS DE CONTINUIDAD

En la práctica se acostumbra colocar el ancho de la placa de continuidad hasta el borde la viga o columna.



$$b_{cp} = \frac{bcf}{2} - \frac{tcw}{2} = 145 \text{ [mm]} \quad 130 \text{ [mm]}$$



4.7.3 LONGITUDES DE CONTACTO

$$l_{cf} = b_{cp} - \left[(k_1 + 12,7) - \frac{t_{cw}}{2} \right] = 105,3 \text{ [mm]} \quad 105 \text{ [mm]}$$

$$l_{cw} = dc - 2(k_d + 38,1) = 184,8 \text{ [mm]} \quad 185 \text{ [mm]}$$

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORÓ	A.A.P.T.	 
ARCHIVO:		REVISÓ	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

4.7.4 RESISTENCIA A LA TENSIÓN EN EL AREA DE CONTACTO CON LAS ALETAS DE LA COLUMNA

$$\Phi R_n = (0,9)2AgF_y = 900,11 \text{ [kN]}$$

4.7.5 RESISTENCIA AL CORTANTE EN EL AREA DE CONTACTO CON EL ALMA DE LA COLUMNA

$$\Phi V_n = (1,0)(0,6)AgF_y = 528,64 \text{ [kN]}$$

4.7.6 RESISTENCIA AL CORTANTE EN LA ZONA DE PANEL

$$P_{uc} = 200 \text{ [kN]} \quad 0,75 P_y = 3700,125 \text{ [kN]}$$

Para $P_{uc} \leq 0,75 P_y$

$$\Phi R_n = 0,60 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3bcft_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) = 882,98 \text{ [kN]}$$

Para media placa $441,49 \text{ [kN]}$

Para $P_{uc} > 0,75 P_y$

$$\Phi R_n = 0,60 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3bcft_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \left(1,9 - \frac{1,2\alpha_s P_r}{P_y} \right) = \text{[]}$$

Para media placa $\#VALUE! \text{ [kN]}$

4.7.7 SUMA DE LAS RESISTENCIAS A FLUENCIA ESPERADAS EN LAS ALETAS DE LA VIGA QUE TRANSMITEN LA FUERZAS A LAS PLACAS

$$T_n = 2R_y F_y b t_f = 1638,68 \text{ [kN]} \quad \text{Para media placa } 819,34 \text{ [kN]}$$

4.7.6 RESISTENCIA DE DISEÑO

$$M_{in} \Phi R_n = 441,49 \text{ [kN]} \geq F_{su} = 719,09 \text{ [kN]} \quad \text{N.C}$$

4.7.6 TAMAÑO DE LA SOLDADURA

Soldadura CJP para las aletas y de filete para el alma.

$$W_{alma} = \frac{(16) \text{ Min } \Phi R_n}{2(0,318 L FEXX)} = 4,82 \text{ [1/16"]}$$

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORÓ	A.A.P.T.
ARCHIVO:		REVISÓ	M.A.P.H.
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.



4.8 REQUERIMIENTOS SÍSMICOS SECCIONES SMF

4.8.1 RELACIÓN DE MOMENTO

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1 \quad \frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} = 1,35 \quad \text{OK}$$

$$\alpha_s = 1$$

$$\sum M_{pc} = Z_x \left(F_{yc} - \alpha_s \frac{P_r}{A_g} \right) = 1382,31 \text{ [kN.m]}$$

$$\sum M_{pb} = \sum \left((1,1 R_y F_{yb} Z_b) + \alpha_s M_{uw} \right) = 1024,19 \text{ [kN.m]}$$

$$\sum (1,1 R_y F_{yb} Z_b) = 850,7631 \text{ [kN.m]}$$

$$V_{u \text{ ampl}} = 250 \text{ [kN]}$$

$$\sum M_{uw} = \sum V_u \left(\frac{d_b}{2} + \frac{d_c}{2} \right) = 173,42 \text{ [kN.m]}$$

4.8.2 ZONA DE PANEL

$$\text{Luz entre vigas} = 3,75 \text{ [m]}$$

$$M'_f = 402,62 \text{ [kN.m]}$$

$$V_c = \frac{M_f + M'_f}{\left(\frac{L.E.V}{2} + \frac{L.E.V}{2} \right)} = 237,63 \text{ [kN]}$$


Resistencia requerida en la Zona de Panel

$$R_u = \frac{M_f + M'_f}{(d_b - t_b f)} - V_c = 2328,21 \text{ [kN]}$$

Para deformaciones inelásticas en la Zona de Panel incluidas en el análisis:

4.8.2.1 FLUENCIA BAJO CARGA AXIAL

$$P_{uc} = 200 \text{ [kN]}$$

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORÓ	A.A.P.T.	
ARCHIVO:		REVISÓ	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

4.8.2 ZONA DE PANEL

$$\begin{aligned} \text{Luz entre vigas} &= 3,75 \text{ [m]} \\ M'_f &= 402,62 \text{ [kN.m]} \end{aligned}$$

$$V_c = \frac{M_f + M'_f}{\left(\frac{L.E.V}{2} + \frac{L.E.V}{2}\right)} = 237,63 \text{ [kN]}$$

Resistencia requerida en la Zona de Panel

$$R_u = \frac{M_f + M'_f}{(d_b - t_b f)} - V_c = 2328,21 \text{ [kN]}$$

Para deformaciones inelásticas en la Zona de Panel incluidas en el análisis:

4.8.2.1 FLUENCIA BAJO CARGA AXIAL

$$P_{uc} = 200 \text{ [kN]}$$

Para $\alpha_s P_{uc} \leq 0,75 P_y$

$$\Phi R_n = 0,60 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3bcf t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right) = 882,98 \text{ [kN]} \leq F_u = 2328,21 \text{ [kN]}$$

REQUIERE PLACAS DE ENCHAPE

Para $\alpha_s P_{uc} > 0,75 P_y$

$$\Phi R_n = 0,60 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3bcf t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right) \left(1,9 - \frac{1,2 \alpha_s P_f}{P_y}\right) \geq F_u = 2328,21 \text{ [kN]}$$


4.8.2.1 MINIMO ESPESOR DE ALETAS EN LA COLUMNA

$$t_{wc} = 10,00 \text{ [mm]} \geq (dz + wz)/90 = 7,08 \text{ [mm]}$$

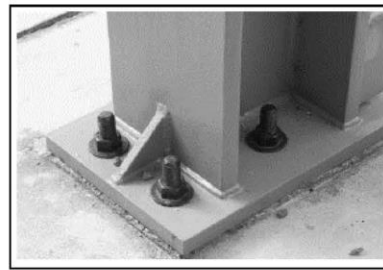
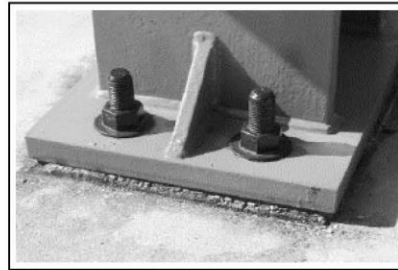
Si el alma de la columna satisface espesor mínimo, entonces es permitido colocarle la placa de enchape directamente.

4.8.2.3 ESPESOR PLACAS DE ENCHAPE

$$t_{p\ ech} = \left[R_u - \frac{0,60 F_y (3bcf t_{cf}^2)}{d_b} \right] \left[\frac{1}{0,60 F_y d_c} \right] - t_{wc} = 9,97 \text{ [mm]} \quad t_{cp} = \frac{1}{4} \text{ [in]} = 6,35 \text{ [mm]}$$

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORÓ	A.A.P.T.	
ARCHIVO:		REVISÓ	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

PLACA BASE

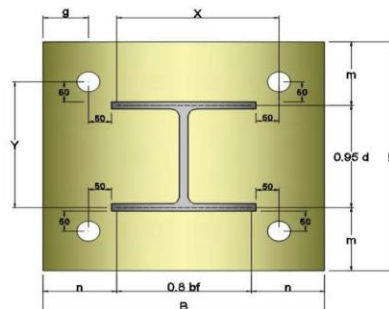


f'c	21	Mpa
Pu	200	[kN]
Mx	36	[kN.m]
My	42	[kN.m]
Vx	100	[kN]
Vy	150	[kN]



Vr	180,3	[kN]
X	320	[mm]
Y	391,25	[mm]
n	4	
Tu	61,6	[kN]
Vu	45,07	[kN]

COLUMNA		
HEA 360		
d	350	[mm]
tw	10	[mm]
b	300	[mm]
tf	17,5	[mm]
r	27	[mm]
h	261	[mm]
c	315	[mm]
AREA	143	[cm ²]
PESO	112	[Kg/m]
Ix	33090	[cm ⁴]
Sx	1891	[cm ³]
rx	15,2	[cm]
Iy	7887	[cm ⁴]
ry	7,4	[cm]
Zx	2088	[cm ³]
Zy	80,2	[cm ³]
Jt	149	[cm ⁴]
k	44,5	[mm]
PROP. MATERIAL		
A-572 GR 50		
Fy	345	MPa
Fu	450	MPa

SOLDADURA		
F70XX		
FEXX	490	MPa



PERNOS		
A449		
dp Max	1	Pulg
dp	5/8	Pulg
db	15,875	mm
Área	199	mm ²
Fnv	330,9	MPa
Fnt	827,4	MPa

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORÓ	A.A.P.T.	 
ARCHIVO:		REVISÓ	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

1.0 Pernos Tensión : $\Phi_t = 0,75$

$\Phi_t T_n = 0,75 (0,75) A_b F_{nt} = 92,61$ [kN] \geq Tu 61,6 [kN] **OK**

2.0 Pernos a Cortante :

$\Phi_t T_n = 0,75 (0,4) A_b F_{nt} = 49,39$ [kN] \geq Vu 45,1 [kN] **OK**

3.0 Mínima Longitud embebida de los Pernos:

$L = 17 * db = 269,875$ [mm] = 400 [mm]

$L_{\text{gancho}} = (\Phi T_n / 2) / 0,7 f'c db = 198,43$ = 200 [mm]

4.0 Dimensiones de la Placa Base y Pedestal

4.1 Distancia mínima al borde de la placa

$Le = 1,75 db = 27,78$ [mm] Le recomendado = 50 [mm]

4.2 Distancia mínima al borde del pedestal

$Lep = 7 db = 111,125$ [mm] = 120 [mm]

4.3 Dimensiones de la placa

$N = d + 2 * 50 + 2 Le = 550$ [mm] $A1 = 275000$ [mm²]



$B = bf + 2 * 50 + 2 Le = 500$ [mm]

4.4 Dimensiones del Pedestal

$N' = d + 2 * 50 + 2 Lep = 690$ = 700 [mm] $A2 = 455000$ [mm²]

$B' = bf + 2 * 50 + 2 Lep = 640$ = 650 [mm]

$A2/A1 = 1,65$ veces

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORÓ	A.A.P.T.	 
ARCHIVO:		REVISÓ	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

5.0 SOLDADURA (Perimetral)

5.1 Aletas

M.E.U	<input type="text" value="17,5"/>	[mm]	$W_{min} =$	<input type="text" value="6"/>	[mm]	<input type="text" value="OK"/>
			$W_{max} =$	<input type="text" value="15,9"/>	[mm]	<input type="text" value="OK"/>
$e_x =$	<input type="text" value="420"/>	[mm]	$w =$	<input type="text" value="1/4"/>	[in]	
$a =$	<input type="text" value="1,4"/>			<input type="text" value="6,35"/>	[mm]	
$C =$	<input type="text" value="0,928"/>	AISC 8-4				
$w =$	<input type="text" value="3,27"/>	[mm]				

Rotura del Material base

$$\phi R_{nMB} = \text{input } 2126,25 \geq \text{input } 100 \quad \text{O.K}$$

Cedencia del Material base

$$\phi R_{nMB} = \text{input } 1956,15 \geq \text{input } 100 \quad \text{O.K}$$

Resistencia del Electrodo

$$\phi R_{nw} = \text{input } 593,95 \geq \text{input } 100 \quad \text{O.K}$$

5.2 Alma

M.E.U	<input type="text" value="10"/>	[mm]	$W_{min} =$	<input type="text" value="5"/>	[mm]	<input type="text" value="OK"/>
			$W_{max} =$	<input type="text" value="8,4"/>	[mm]	<input type="text" value="OK"/>
$e_z =$	<input type="text" value="240"/>	[mm]	$w =$	<input type="text" value="1/4"/>	[in]	
$a =$	<input type="text" value="0,92"/>			<input type="text" value="6,35"/>	[mm]	
$C =$	<input type="text" value="1,384"/>	AISC 8-4				
$w =$	<input type="text" value="3,79"/>	[mm]				

Rotura del Material base



$$\phi R_{nMB} = \text{input } 528,525 \geq \text{input } 150 \quad \text{O.K}$$

Cedencia del Material base

$$\phi R_{nMB} = \text{input } 486,243 \geq \text{input } 150 \quad \text{O.K}$$

Resistencia del Electrodo

$$\phi R_{nw} = \text{input } 516,74 \geq \text{input } 150 \quad \text{O.K}$$

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORÓ	A.A.P.T.	 
ARCHIVO:		REVISÓ	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

6.0 PLACA BASE ESPESOR

Excentricidad en X

$$M_y - P e_x = 0$$

$$e_x = M_y/P = 210 \text{ [mm]} \quad B/6 = 83,33 \text{ [mm]}$$

Método 1

$$T_{prom} = 131,25 \text{ [kN]}$$

$$n = (B - 0,8b_f)/2 = 130 \text{ [mm]}$$

$$g = n - L_o = 80 \text{ [mm]}$$

$$M_u = T_{prom} * g = 10,50 \text{ [kN.m]}$$

PLATINA		
A-36		
Fy	250	MPa
Fu	410	MPa

$$t_p \text{ min} = ((4 * M_u) / (0,9 F_y N))^{0,5} = 18,42 \text{ [mm]}$$

Excentricidad en Y

$$M_x - P e_y = 0$$

$$e_y = M_x/P = 180 \text{ [mm]} \quad N/6 = 91,67 \text{ [mm]}$$

Método 1



$$T_{prom} = 92,01 \text{ [kN]}$$

$$m = (N - 0,95d)/2 = 108,75 \text{ [mm]}$$

$$g = m - L_o = 58,75 \text{ [mm]}$$

$$M_u = T_{prom} * g = 5,41 \text{ [kN.m]}$$

PLATINA		
A-36		
Fy	250	MPa
Fu	410	MPa

PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORÓ	A.A.P.T.	 
ARCHIVO:		REVISÓ	M.A.P.H.	
FECHA:		APROBO	M.A.P.H.	

$$t_p \min = ((4 * \mu) / (0,9 F_y B))^{0,5} = 13,86 \text{ [mm]}$$

t_p	19,05	3/4
	[mm]	[in]

Chequeo por aplastamiento del Hormigón

CASO 3.

$$A_1 < A_2 < 4A_1$$

$$\phi_c P_p \geq P_u$$

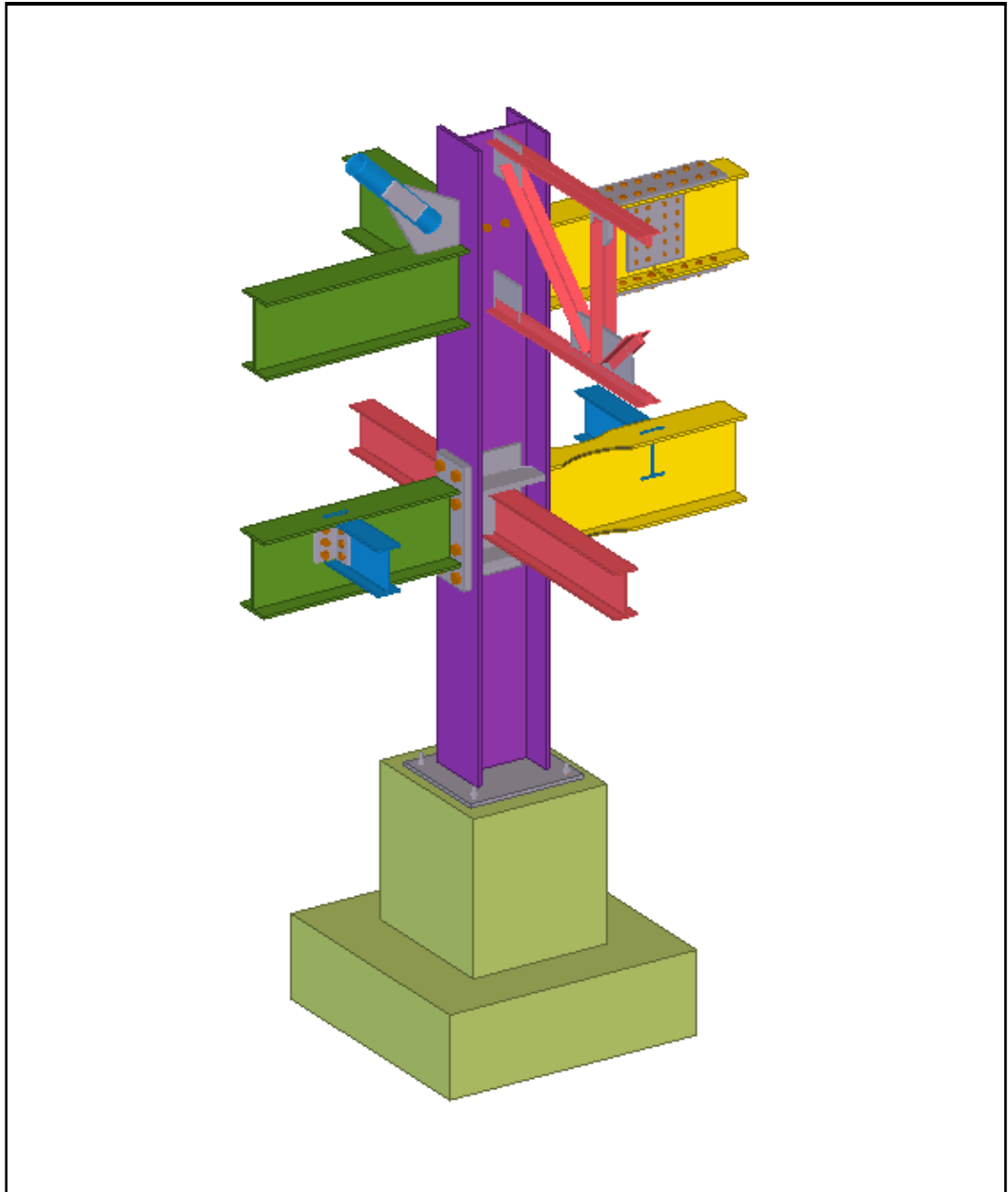
$\phi_c P_p = 0,6 \times 0,85 \times f'_c A_1 \sqrt{A_2 / A_1}$, donde A_1 y A_2 son las áreas de la placa base y del pedestal, respectivamente.


$$\Phi P_p = 3788,45 \text{ [kN]} \quad P_u = 200 \text{ [kN]} \quad \text{OK}$$

Anexo B. Planos de Taller

ANEXO B: PLANOS DE TALLER			
PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORO	A.A.P.T
ARCHIVO:		REVISO	M.A.P.H
FECHA:		APROBO	M.A.P.H

Universidad
Industrial de
Santander



PROYECTO:	ARBOL DE CONEXIONES	ELABORÓ	A.A.P.T	
ARCHIVO:		REVISÓ	M.A.P.H	
FECHA:		APROBÓ	M.A.P.H	

