

# PUENTE ATIRANTADO SOBRE EL RÍO CUARTO DISEÑO SECCIONAL DE LA PILA METALICA

Daniel Osvaldo Troglia Ing. Civil. [www.trogliaingenieria.com.ar](http://www.trogliaingenieria.com.ar)  
José Miguel Pío Angulo. Ing. Civil [www.trogliaingenieria.com.ar](http://www.trogliaingenieria.com.ar)  
Carlos F. Gerbaudo M.Sc. Ing. Civil [ingroup@ingroup-op.com.ar](mailto:ingroup@ingroup-op.com.ar)

## Resumen

En el presente trabajo se exponen los aspectos más importantes del diseño y cálculo seccional de la Pila Metálica del "Nuevo Puente Sobre El Río Cuarto", construido hace unos años en la Ciudad homónima de la Provincia de Córdoba, Argentina, consistente en un puente principal atirantado con tablero de hormigón pretensado y pilas principales metálicas.

La parte superior de la Pila (o pilón en su conjunto), que de acuerdo al diseño geométrico es inclinada, se planteó ejecutarla con estructura metálica. Está compuesta de dos patas inclinadas que se unen en su parte superior a través de dos vigas transversales, sector donde se anclan los cables.

En este trabajo se expondrán los criterios adoptados para el diseño de dicho tramo superior. Se planteó una sección armada de tipo Cajón soldada. (Acero ASTM A-572, similar al F-36). Dado su gran tamaño (1500x2000 mm como sección inferior y 1500x3000 mm de sección superior), como criterios de diseño mas relevantes, se utilizaron por un lado rigidizadores horizontales y verticales soldados para trabajar con espesores de chapa razonables y esbelteces no elevadas, a fin de que el pandeo local no determinara la resistencia de diseño. Por otro lado se utilizó el acero ASTM A-572 (tensión de fluencia  $F_y=344$  MPa.) para trabajar también con espesores más pequeños.

## Abstract

In this work the most important aspects of the design and calculation of sectional Metal Stack "New Bridge Over The River Room" built a few years ago in the eponymous city of the Province of Córdoba, Argentina are set, consisting of a main bridge cable-stayed prestressed concrete with metal and main batteries.

The top of the stack (or pylon as a whole), which according to the geometric design is tilted, raised metal structure run. It is composed of two inclined legs which are joined at the top by two cross beams, sectors where the wires are anchored.

In this paper the criteria adopted for the design of said upper section will be presented. Armed Drawer type welded section was raised. (Steel ASTM A-572, similar to the F-36). Given its large size (1500x2000 mm and 1500x3000 mm lower section of upper section) and most relevant design criteria, soldiers were used for horizontal and vertical side stiffeners to work with sheet thicknesses reasonable and not high slenderness, in order that local buckling does not determine the design strength. Furthermore the ASTM A-572 steel (yield stress  $F_y = 344$  MPa.) Was used to also work with smaller thicknesses.

## INTRODUCCION

Se plantean los elementos más importantes del diseño y el dimensionamiento seccional y de uniones de la Pila Metálica de sección cajón armada, utilizada en el Proyecto del Puente Atirantado sobre el Río IV. (ver Figuras 1, 2 y 3).

En primer lugar se indican las características geométricas de la Pila (vista lateral, sección transversal), y los materiales utilizados.

Luego se verifican seccionalmente los elementos que componen el Pilón: la columna inclinada y la viga transversal. Las mismas se encuentran solicitadas a flexo-compresión. Se destaca por un lado el estado límite de pandeo local, y las variables intervinientes en el diseño (rigidizadores), y por otro la utilización de acero ASTM-572.

Después se indican las verificaciones de algunas de las uniones y resoluciones constructivas del proyecto: la vinculación de la columna inclinada al cabezal de Hormigón armado, el apoyo para los Anclajes (Obenques) y algunas uniones típicas (Empalme de columnas abulonado, unión soldada columna-viga transversal y el empalme de la Viga transversal).



Figura N°1: Fotografía del Montaje de la Pila Metálica (frente)



Figura N°2: Fotografía del Montaje de la Pila Metálica (vista Lateral)



Figura N°3: Fotografía del Montaje de la Pila Metálica (vista Lateral)

## DATOS DE LA PILA METALICA. MATERIALES

La sección planteada para las columnas inclinadas es de tipo Cajón Armada con chapas soldadas, de dimensiones 1500x2000 mm abajo, y 1500x3000 mm arriba (Ver Figuras N°4, 5 y 6)

Las chapas utilizadas para las secciones armadas son de Acero ASTM- A572 GRADO 50, con tensión de fluencia  $F_y=344$  MPa, y  $F_u=448$  MPa, Para las chapas utilizadas como rigidizadores se utilizó acero de dos tipos: Acero ASTM-A572 y acero F-26, este ultimo con  $F_y=250$  MPa y  $F_u=400$  MPa. Los Perfiles laminados son F-24, con tensión de fluencia  $F_y=235$  MPa, y  $F_u=370$  MPa.

Las soldaduras se dimensionaron con una tensión de rotura del Electrodo de  $F_w=0.6 F_{EXX}$ ,  $F_w= 0.6 \times 600$  MPa = 360 MPa, como mínimo.

Los bulones son de tipo ASTM A-490,  $F_y > 1000$  MPa.

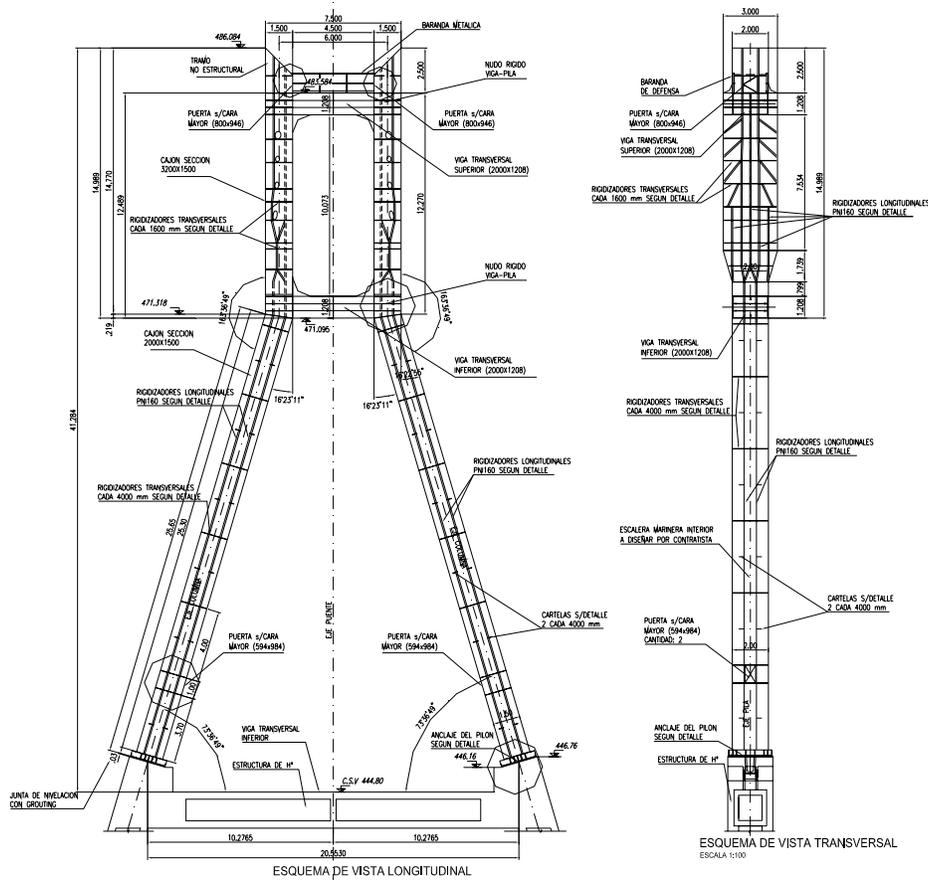


Figura N°4: Vistas Lateral-Frente de la Pila Metálica

## RESISTENCIA REQUERIDA

La Resistencia Requerida es la combinación más desfavorable de las acciones Nominales. Las mismas fueron extraídas del modelo tridimensional <sup>(1)</sup>

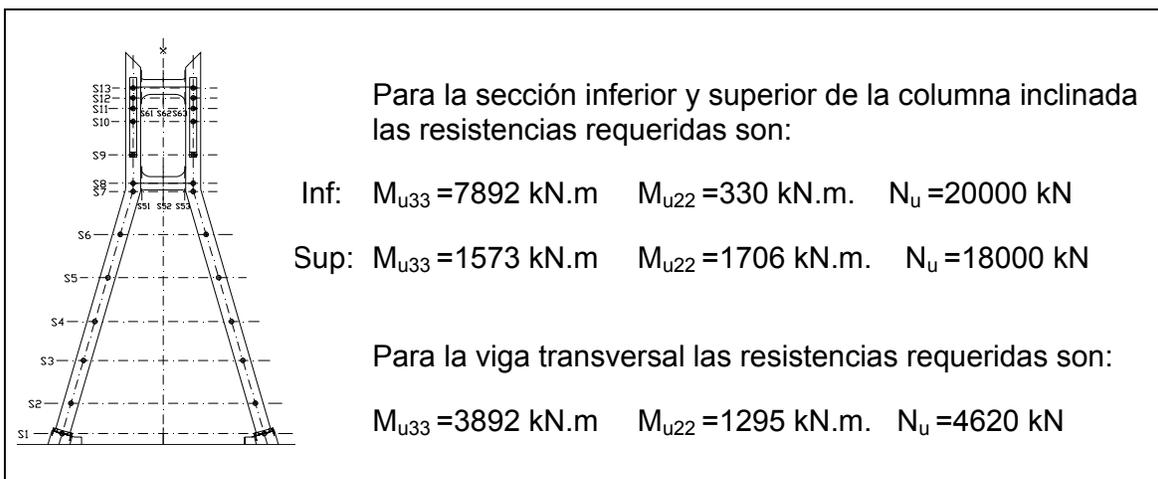


Figura N°5: Vista modelo Tridimensional , Secciones de Esfuerzos y Resistencia requerida

<sup>(1)</sup> Los esfuerzos y Figuras fueron provistos por el Estudio Ingroup (Ing. Carlos Gerbaudo), proyectista estructural del Puente.

## VERIFICACION SECCIONAL COLUMNA INCLINADA

### SECCION INFERIOR

De acuerdo a la geometría necesaria y por rigidez surgen las dimensiones seccionales. La elección de una sección del tipo cajón armada (soldada), responde a que la misma tiene una gran capacidad a compresión en ambas direcciones y también a torsión y flexión.

Las principales propiedades geométricas y mecánicas son ( eje X paralelo a lado B)

B: lado B = 1500 mm

D: lado D = 2000 mm

$e_b$ : espesor de lado B = 15.9 mm

$e_d$ : espesor de lado D = 15.9 mm

Sxx: Módulo resistente elástico alrededor X = 66643 cm<sup>3</sup>

Zxx: Módulo resistente plástico alrededor X = 77928 cm<sup>3</sup>

Syy: Módulo resistente elástico alrededor Y = 57633 cm<sup>3</sup>

Zyy: Módulo resistente plástico alrededor Y = 66093 cm<sup>3</sup>

La sección incluye además un total de 8 PNI160 como rigidizadores longitudinales y al ser los mismos continuos su sección transversal se tuvo en cuenta como parte de la sección de la columna (ver Figura N°6). De esa manera las esbelteces locales de cada cara resultan:

$$\lambda_B = (1500 - 2 \times 15.9) / (3 \times 15.9) = 30.78$$

$$\lambda_D = (2000 - 2 \times 15.9) / (3 \times 15.9) = 41.26$$

Se determinan las resistencias nominales y de diseño a flexión en ambas direcciones y las resistencias nominales y de de diseño a compresión, luego se verifica la ecuación de interacción. Se utilizó una rutina de cálculo

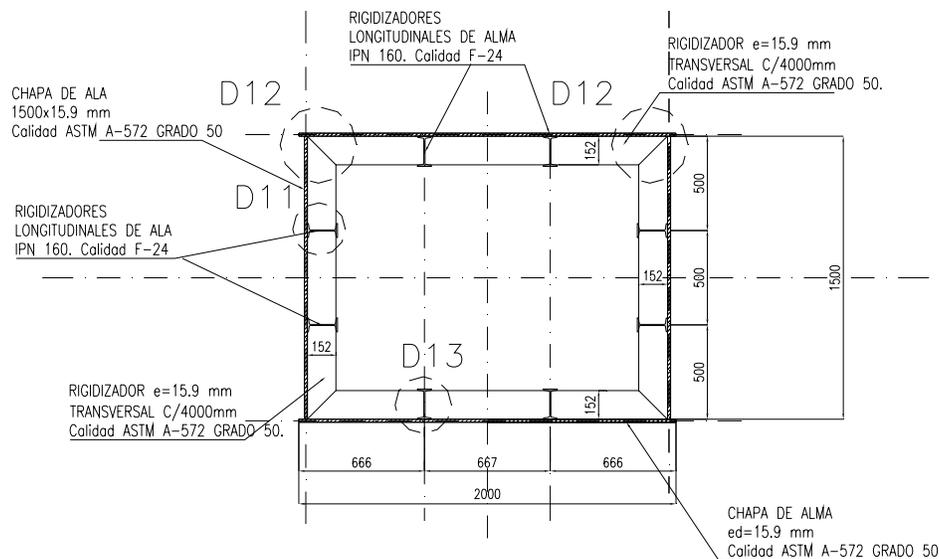


Figura N°6: Sección Inferior Típica de Columna Inclinada <sup>(1)</sup>

## RESISTENCIA DE DISEÑO A COMPRESIÓN

En la determinación de la resistencia de diseño a compresión, se calcularon: las esbelteces globales, con utilización del factor de longitud efectiva, siendo la esbeltez global dominante  $\lambda_x = 49$  (longitud de pandeo fuera del plano) ; el efecto de pandeo local mediante la tabla B.5.1(1), caso 12 (tensión uniforme en alas y almas) resultando para el  $F_y$  del acero utilizado  $\lambda_r = 36$ . Comparando con las esbelteces locales de las caras, la sección es esbelta.

Se determina el coeficiente de pandeo local  $Q$  aplicando la metodología iterativa (según (1) y (2)), obteniendo un valor de  $Q=0.97$

La resistencia de diseño a compresión resulta

$$R_d := \phi_c \cdot P_n \quad (1)$$

$$R_d = 0.85 \times 35371 \text{ kN} = 30065 \text{ kN.}$$

## RESISTENCIA DE DISEÑO A FLEXION

Al estar solicitada la columna a una flexión oblicua (momento alrededor de los dos ejes ortogonales), se determinan las resistencias de diseño alrededor de los dos ejes.

Los límites de pandeo local de la tabla B.5.1 según (1) corresponden al Caso 10 (alas de Vigas soldadas a flexión, tensión uniforme) y caso 9 (almas de vigas armadas a flexión, tensión variable); dependiendo del eje de flexión el lado B es ala o alma, al igual que el lado D.

Alrededor del eje mayor (X) corresponde verificar los estados límites de pandeo lateral torsional (PLT) (no condiciona porque la longitud no arriostrada  $L_b$  es menor al límite  $L_p$ ), pandeo local de alma (PLW) (compacta, no condiciona) y ala (PLF) (no compacta, por lo que resulta la critica)

Para el estado límite de pandeo local de ala resulta:

$$M_r := F_{yc} \cdot S_{effx} \cdot 0.001 \quad M_r = 23442 \quad (\text{kN.m}) \quad (2)$$

$$M_n := \left[ M_p - (M_p - M_r) \cdot \left( \frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_r - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (3)$$

$$M_n = 25082 \text{ kN.m.}$$

$$R_{dfx} := \phi_b \cdot M_{nx} \quad (4)$$

$$R_{dfx} = 22574 \text{ kN.m.}$$

siendo  $S_{eff}$ : = Módulo resistente elástico efectivo =  $66643 \text{ cm}^3$

$M_p$ : Momento plástico =  $Z \cdot F_y = 26807 \text{ kN.m.}$

$M_n$ : Momento nominal

$\phi_b$ : coeficiente de minoración de flexión

$M_r$ : momento elástico para esbeltez  $\lambda_r$

$\lambda_f = 31$

$\lambda_{pf}$  y  $\lambda_{rw}$ : límites de esbelteces locales de ala.  $\lambda_{pf}=27$  y  $\lambda_{rw}=36$

Siguiendo similar análisis para la flexión alrededor del eje menor (Y) y para el menor de los estados límites a considerar : pandeo local de alma y ala (el alma es compacta, el ala es esbelta); el estado de PLT no existe. Luego es crítico el pandeo de ala. Se obtiene según ecuación (4)  
 $R_{dfy} = 14824 \text{ kN.m.}$

### ECUACION DE INTERACCION

$$\text{Formula 8.6} := \frac{N_u}{R_{dc}} + \frac{8}{9} \cdot \left( \frac{M_{u2}}{R_{dfy}} + \frac{M_{u3}}{R_{dfx}} \right) \quad (5)$$

El cociente resulta igual  $0.99 < 1 \rightarrow \text{OK}$

### VERIFICACION SECCIONAL COLUMNA TRAMO SUPERIOR (VERTICAL)

De acuerdo a la geometría necesaria para poder colocar los anclajes del puente y por las mismas consideraciones que la sección inferior surgen las dimensiones seccionales; Las principales propiedades geométricas y mecánicas son ( eje X paralelo a lado B) :

- B: lado B = 1500 mm
- D: lado D = 3000 mm
- $e_b$ : espesor de lado B = 15.9 mm
- $e_d$ : espesor de lado D = 15.9 mm

Por la mayor dimensión del lado D tenemos más cantidad de rigidizadores longitudinales (PNI160) en ese lado. Los mas próximos al extremo se encuentran en una posición inclinada para que pueden ingresar los anclajes. Esta sección superior se verifica con iguales ecuaciones que la inferior.

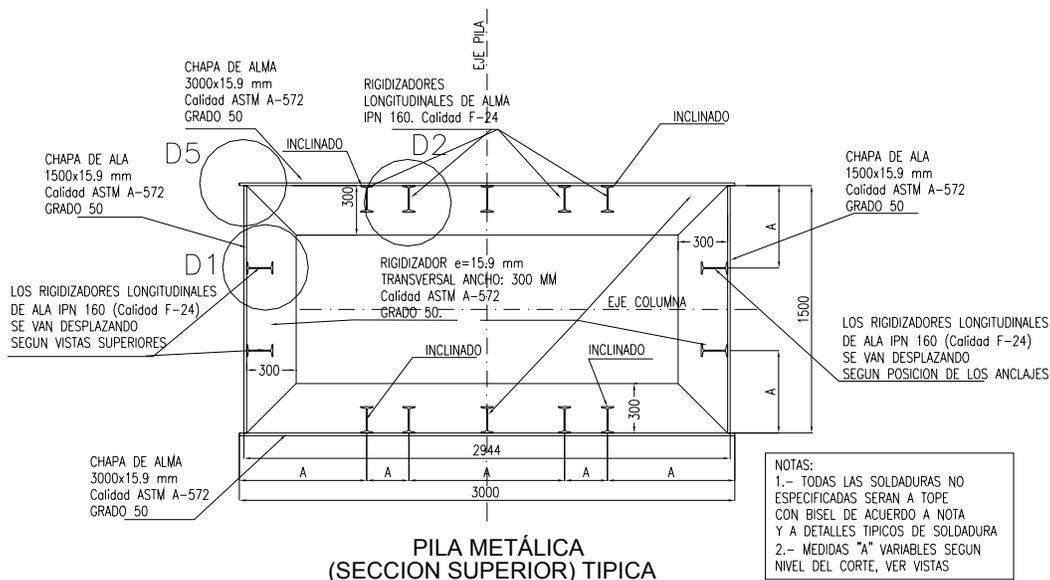


Figura N°7: Sección Superior Tipica de Columna vertical

## VERIFICACION SECCIONAL VIGA TRANSVERSAL

Las patas principales que componen la pila del puente se vincularan a través de dos Vigas transversales superiores.

Se verificaran dichos elementos formados por una sección cajón para las acciones requeridas.

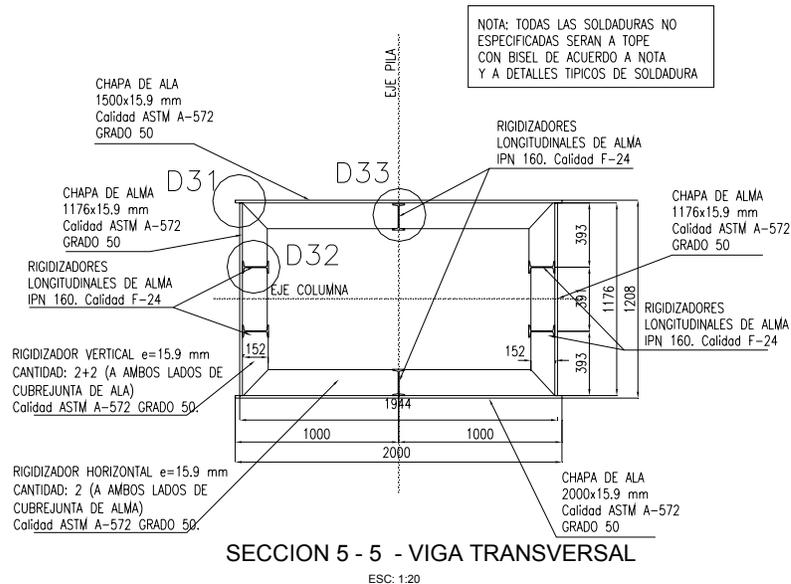


Figura N°8: Sección Típica de la viga Transversal <sup>(1)</sup>

La viga transversal se verifica con iguales ecuaciones que la columna. Esta sometida también a una flexión oblicua compuesta, y se verifica con la ecuación de interacción.

## RIGIDIZADORES

Los rigidizadores Longitudinales de ala y alma de la sección cajón se dimensionaron según (4); se indican en la Tabla N°9a el diseño y cálculo de los rigidizadores de Alma de la sección Inferior; de igual manera se realizaron los de ala y ambos (Ala y Alma) de la sección superior y viga transversal.

RUTINA - Cálculo de Rigidizadores s/ Norma AASHTO LRFD			
<u>RIGIDIZADORES - LONGITUDINALES y TRANSVERSALES</u>			
Datos Generales			
$W_c := 666$ mm	Distancia entre Rigidizadores longitudinales	$t_{fc} := 15.9$ mm	Espesor del Ala o alma
$b_{fc} := 2000$ mm	Ancho total del ala o alma donde se colocan rigidizadores		
$a := 4000$ mm	Distancia entre longitudinales transversales adoptada		
$n := 2$	$c\alpha := \text{if}(n > 1, 1.12, 0.125)$	$c\alpha = 1.12$	

Tabla N°9a. Dimensionado de Rigidizadores

$$k := \frac{\left[1 + \left(\frac{a}{bfc}\right)^2\right]^2}{(n+1)^2 \cdot \left(\frac{a}{bfc}\right)^2 \cdot [1 + 0.1 \cdot (n+1)]} \quad k = 2.4 \quad (C6.11.11.2-3)$$

$$k := \text{if}(k < 2, 2, k)$$

Resulta  $k = 2.4$      $\psi := c\alpha \cdot k^3$      $\psi = 15.47$

Como los rigidizadores transversales podrían estar más distanciados y se ha adoptado por consideraciones constructivas  $a=4000$ , la especificación AASHTO, permite adoptar

$$\psi := \text{if}(\psi > 9, 8, \psi) \quad \psi = 8$$

$$I_{lo} := \psi \cdot W \cdot t_{fc}^3 \cdot 0.0001 \quad I_{lo} = 2141.68 \text{ cm}^4 \quad \text{Rigidez necesaria del rigidizador longitudinal} \quad (6.11.11.2-2)$$

**Determinón de Rigidez**    PNI160

$$A_{11} := 22.8 \text{ cm}^2$$

$$d := 8 \text{ cm}$$

$$I_{11} := 935 \text{ cm}^4$$

$$I_{xtot} := I_{11} + A_{11} \cdot d^2 \quad I_{xtot} = 2394 \text{ cm}^4 \quad \text{Rigidez del rigidizador longitudinal} > I_{lo}$$

De acuerdo a ecuación C6.11.11.2-4, se determina la mínima rigidez de los Rigidizadores Transversales ( $I_t$ )

$$f_s := 290 \text{ MPa} \quad \text{Tensión en el elemento donde se colocan los rigidizadores (mayorada)}$$

$$A_f := bfc \cdot t_{fc} + 2 \cdot A_{11} \cdot 100 \quad A_f = 36360 \text{ mm}^2 \quad E := 200000 \text{ MPa}$$

$$I_t := 0.1 \cdot (n+1)^3 \cdot W^3 \cdot \left(\frac{f_s \cdot A_f}{E \cdot a}\right) \cdot 0.0001 \quad I_t = 1051.28 \text{ cm}^4$$

Tabla N°9a (continuación). Dimensionado de Rigidizadores Longitudinales

Los rigidizadores transversales se dimensionaron según (1). En la tabla N°9b puede observarse la rutina de cálculo.

**Determinón de Rigidez: Planchuela (RIGIDIZADOR TRANSVERSAL)**

$$e_p := 1.59 \text{ cm} \quad h_{p,w} := 16 \text{ cm} \quad A_1 := e_p \cdot h_p \quad A_1 = 25.44 \text{ cm}^2$$

$$d_w := h_p \cdot 0.5 \quad d = 8 \text{ cm} \quad I_{11,w} := h_p^3 \cdot \frac{e_p}{12} \quad I_{11} = 542.72$$

$$I_{stx} := I_{11} + A_1 \cdot d^2 \quad I_{stx} = 2170.88 > I_t \quad \text{Verifica}$$

**Rigidez Mínima de RIGIDIZADORES TRANSVERSALES - segun AISC LRFD**

$$a_w := 400 \text{ cm}$$

$$t := 1.59 \text{ cm}$$

$$h := 200 \text{ cm}$$

$$j := \left[ \frac{2.5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} - 2 \right] \quad j = -1.38 \quad j_w := \text{if}(j < 0.5, 0.5, j) \quad j = 0.5$$

$$I_{st} := a_w \cdot t^2 \cdot (j) \quad I_{st} = 505.62 \text{ cm}^4 < I_{stx} \quad \text{Verifica}$$

Tabla N°9b. Dimensionado de Rigidizadores Transversales

## VERIFICACION DE UNION A CABEZAL DE HºAº

En la parte inferior la sección cajón se empotra en un “cabezal” de hormigón, a través de una unión abulonada entre un sistema de placas metálicas que se encuentra soldada en la columna y las varillas roscadas colocadas con anclaje químico en el hormigón,. El sistema de dos placas y la columna se encuentran vinculadas mediante un acartelamiento de planchuelas. Este par de placas absorbe la torsión producida por la pequeña diferencia entre los voladizos de las cartelas soldadas a la chapa del pilón. Todas estas chapas ( A excepción de las chapas del pilón) son de acero F-26. La placa tiene dos tipos de agujeros: comunes en tres lados y sobre un lado ovalados para poder introducir la placa al rotarla de acuerdo a la forma prevista para el montaje de la misma. (ver Figura Nº10)

### Verificación de Presión de Contacto

Se verifica el estado tensional, la sección se encuentra siempre comprimida. En la Tabla Nº10 vemos la salida de la rutina de cálculo. La placa base de apoyo tiene 242 cm x 210 cm.

<b>Caso 1: <math>e &lt; 1/6 d</math></b>			La superficie de apoyo se encuentra totalmente comprimida
Dado	$d = 242$	(cm)	
Propiedades Geométricas			
$A_p := (d \cdot b - d_{hu} \cdot b_{hu})$	$A_p = 39770$	cm <sup>2</sup>	
$I_p := \left( d^3 \cdot \frac{b}{12} - d_{hu}^3 \cdot \frac{b_{hu}}{12} \right)$	$I_p = 232456456.67$	cm <sup>4</sup>	
$S_p := \frac{I_p}{d} \cdot 2$	$S_p = 1921127.74$	cm <sup>3</sup>	
La tensión máxima y mínima sobre el hormigón valen			
$f_{max} := \left( \frac{10 \cdot NU}{A_p} \right) + \frac{MU \cdot 1000}{(S_p)}$	$f_{max} = 9.14$	MPa	$f_{tra} := f_{max}$
$f_{min} := \left( \frac{NU \cdot 10}{A_p} \right) - \frac{MU \cdot 1000}{(S_p)}$	$f_{min} = 0.92$	MPa	
-----			
Sintetizando, estamos en el			
	$d = 242$	(m)	Dimensiones de la placa
	$b = 210$	(m)	
	$f_{tra} = 9.14$	MPa	Tensión de Trabajo
-----			

Tabla Nº10. Estado tensional

### Pernos de Anclaje.

La sección se encuentra siempre comprimida, para ninguna combinación de acciones se tracciona. Por lo tanto están solicitados a corte solamente.

Cantidad: 16

Diámetro: 51 mm

Area = 20.2 cm<sup>2</sup>

Tensión de corte  $\tau_u = 14 / (16 \times 20.2 \times 0.75) = 0.06 \text{ t/cm}^2 = 60 \text{ Kg/cm}^2 = 6 \text{ MPa}$

La resistencia de diseño ( $R_d$ ) resulta:

$$R_d = n \Phi R_N = n \times \Phi \times A_{g1} \times (0.35 F_u) \times 10^{-1}$$

$$R_d = 16 \times 0.75 \times (20.2 \times 0.75) \times (0.35 \times 4 \text{ t/cm}^2) = 254 \text{ t} = 2540 \text{ kN} > Vu1=140\text{kN}$$

→OK

La cantidad de Pernos y diámetro surgen por cuestiones constructivas.

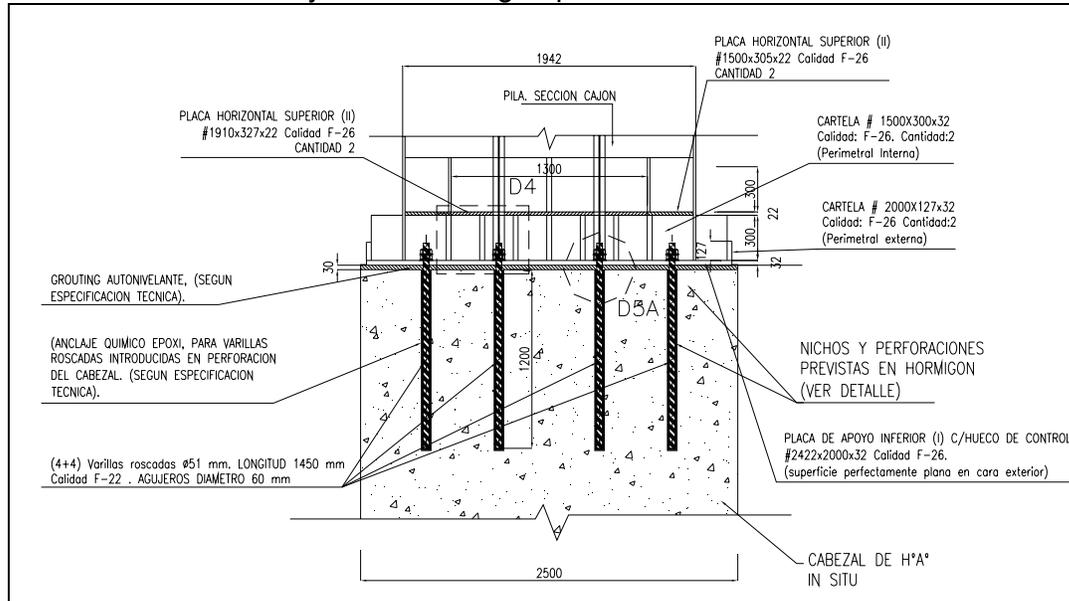


Figura N°11: Sección transversal. Inserto de Pila en Cabezal de H°A°

### Placa de Apoyo

La tensión máxima sobre la placa de apoyo resulta  $q_u = 91 \text{ Kg/cm}^2 = 9.1 \text{ MPa}$ .  
La placa trabaja apoyada entre los cuatro bordes de las cartelas. La luz libre entre cartelas resulta  $L_c = 25 \text{ cm}$

Entonces la resistencia requerida resulta:

$$M_u = 0.043 \times 25^2 \times 91 = 2446 \text{ Kg.cm} = 0.25 \text{ kN.m}$$

Para otras configuraciones, de placas de 290x220 y 280x220, resultan

$$M_{u\max} = 0.067 \times 22^2 \times 91 = 2951 \text{ Kg.cm} = 0.30 \text{ kN.m}$$

Siendo el espesor de la placa 31.7 mm, y la tensión  $F_y = 250 \text{ MPa} = 2.5 \text{ t/cm}^2 = 2500 \text{ Kg/cm}^2$  (F-26), para el estado límite de plastificación resulta:

$$Z_x = 3.175^2 \times 1 / 4 = 2.52 \text{ cm}^3$$

$$S_x = 3.175^2 \times 1 / 6 = 1.68 \text{ cm}^3$$

$$R_d = \Phi_b \cdot Z_x \cdot F_y \cdot 10^{-3} = 0.9 \times 2.52 \times 250 = 0.5670 \text{ kN.m} > M_u \rightarrow \text{Verifica}$$

Si verificamos la tensión elástica última en la placa, resulta:

$$f = M_u / S = 0.2951 \times 10^3 / 1.68 = 176 \text{ MPa} < 0.9 \times 250 = 225 \text{ MPa} \rightarrow \text{Verifica}$$

### Cartelas

Las cartelas son de altura  $h_c = 30 \text{ cm}$ , y espesor  $e_c = 3.17 \text{ cm}$

Los esquemas estáticos resultan con Luz libre de 25 cm, y voladizo de 30 cm. Las acciones  $qu1 = 135 \text{ t/m} = 1350 \text{ kN/m}$ , y  $Pu2 = 11 \text{ t} = 110 \text{ kN}$ .

La resistencia requerida resulta:  $M_u = 9.15 \text{ t.m} = 91.5 \text{ kN.m}$ .

El módulo resistente  $S_x = 30^2 \times 3.17 / 6 = 475 \text{ cm}^3$

La tensión elástica última en la cartela resulta :

$f = M_u / S = 91.5 / 475 = 193 \text{ MPa} < 0.9 \times 250 = 225 \text{ MPa} \rightarrow \text{Verifica}$

Se verificaron luego los estados límites de flexión: PLT y PLF.

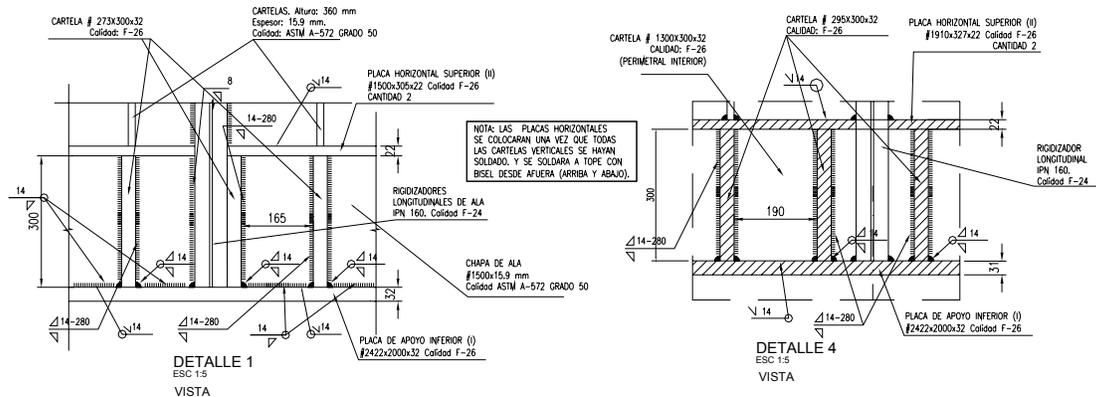


Figura N°12: Detalles de Cartelas de Inserto de Pila en Cabecal de H°A°

Se dimensionan las soldaduras, de acuerdo a planilla de cálculo anexa indicada en Tabla N°13, según reglamento (1)

<b>- CALCULO DE LA UNION SOLDADA</b>			
- Esfuerzos a transmitir por la COLUMNA	$M_U = 7892$	kN.m	
	$N_U = 20000$	kN	
	$V_U = 140$	kN	
<b>- Datos adicionales</b>			
$F_{eex} := 500$	MPa	<b>Tensión del electrodo</b>	
$F_w := 0.6 \cdot F_{eex}$	$F_w = 300$	MPa	Tensión de la soldadura de filete admisible
$\phi_w := 0.6$	<b>Factor de resistencia de soldadura</b>		( $\phi_w = 0.60$ : para bajo control de calidad)
$n_c := 100$	número de cordones de soldaduras		( $\phi_w = 0.75$ : para alto control de calidad)
<b>TIPO 1</b>	$n_c = 100$	$a_c := 200$	cm
Las fuerzas a transmitir por cada cordón son:			
$N_{uw} := \frac{N_U}{n_c} + \frac{M_U}{a_c \cdot \frac{n_c}{4} \cdot 10^{-2}}$	$N_{uw} = 357.84$	kN	Vertical
$V_{uw} := \frac{V_U}{n_c}$	$V_{uw} = 1.4$	kN	Horizontal
La fuerza total	$R_{wtot} := \sqrt{N_{uw}^2 + V_{uw}^2}$	$R_{wtot} = 357.84$	kN
lado mínimo de cateto, $t_{max}$ chapa = 15.9 cm ==>	$d_{min} = 5$	mm	
Se adopta	$d_s := 14$	mm	
Para 1 cm de longitud de cordón de soldadura	$R_c = \phi_w \cdot d \cdot 0.707 \cdot F_w$		
$R_{cw1} := \phi_w \cdot d_s \cdot 0.707 \cdot F_w \cdot 10^{-2}$	$R_{cw1} = 17.8$	kN	
La longitud necesaria del cordón resulta	$L_w := \frac{R_{wtot}}{R_{cw1}}$	$L_w = 20.09$	< h cartela

Tabla N°13: Rutina de Cálculo de Soldaduras.

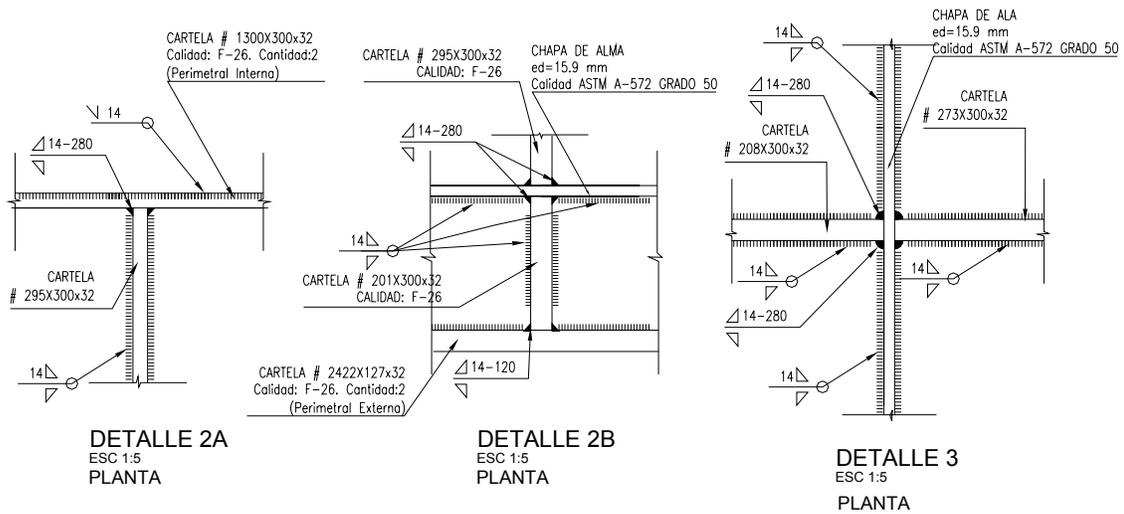
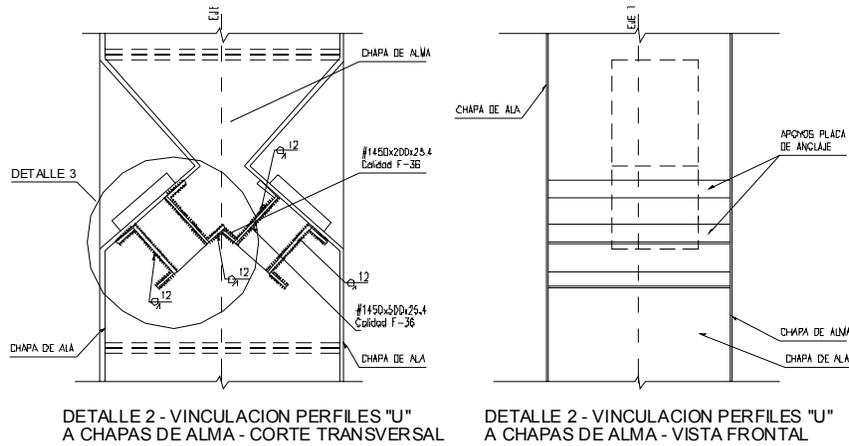


Figura N°14: Detalles de Soldaduras de Inserto de Pila.

## APOYO DE ANCLAJES

En la parte superior dónde se anclan los cables en el interior de la sección cajón, se plantean dos vigas tipo U, donde se vincula la placa de sujeción de los cables. Estas vigas de sección U están soldadas a las almas de la sección cajón. Se coloca para lograr una mayor longitud de transferencia de la carga rigidizadores.

En la parte superior dónde se anclan los cables en el interior de la sección cajón, se plantean dos vigas tipo U, donde se vincula la placa de sujeción de los cables). Estas vigas de sección U están soldadas a las almas de la sección cajón.



DETALLE 2 - VINCULACION PERFILES "U" A CHAPAS DE ALMA - CORTE TRANSVERSAL

DETALLE 2 - VINCULACION PERFILES "U" A CHAPAS DE ALMA - VISTA FRONTAL

Figura N°15: Detalles de Estructura para Apoyo de Anclajes

## Resistencia Requerida

Las fuerzas en los anclajes fueron obtenidas de acuerdo al modelo tridimensional

Las acciones nominales de cargas permanentes y sobrecargas fueron mayoradas de acuerdo a las combinaciones de acciones más desfavorables. La sollicitación requerida resulta de mayorar 1.6 las acciones de servicio. Resulta  $P_u = 462 \text{ t}$

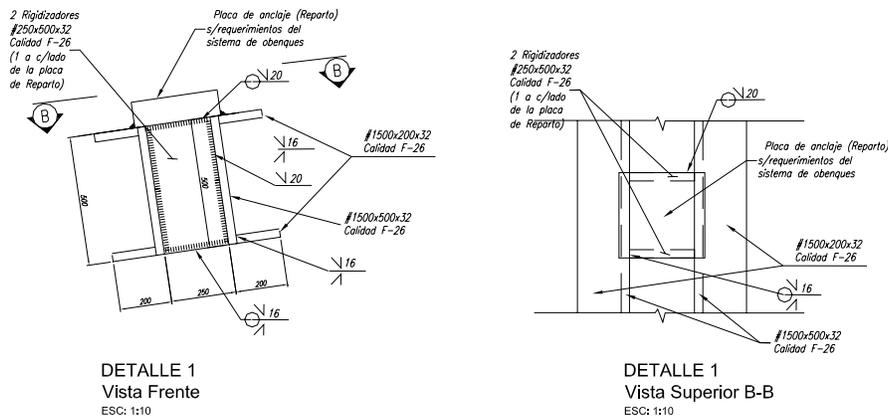


Figura N°16: Detalles de Perfiles y Soldaduras de Apoyo de Anclajes.

La fuerza total se apoya en 4 pts. Entonces  $P_{u1} = P_u/4 = 116 \text{ t} = 1160 \text{ kN}$

En cada "viga" de sección U se aplican 2  $P_{u1}$  separadas aprox. 36 cm entre si y a 57 cm del apoyo.

( $2 \times 57 + 36 = 150 \text{ cm}$ , ancho de la sección superior, luz de cálculo).

La resistencia requerida resulta:  $M_{u1} = 116 \times 0.57 = 66.2 \text{ tm} = 662 \text{ kN.m.}$

$V_{u1} = 116 \text{ t.} = 1160 \text{ kN}$

### Verificación Seccional

Las dimensiones del perfil U armado son:

alma  $h=50 \text{ cm}$ , espesor  $3.2 \text{ cm}$  ( $1 \frac{1}{4}$ " )

ala  $b=20 \text{ cm}$ , espesor  $3.2 \text{ cm}$  ( $1 \frac{1}{4}$ " )

La chapa utilizada es F-26,  $F_y=250 \text{ MPa}$

Resulta un momento de inercia  $I_x = 103421 \text{ cm}^4$  y un módulo resistente  $S_x = 4136 \text{ cm}^3$ .

La resistencia de diseño elástica resulta :

$$M_d = \Phi_b \cdot S_x \cdot F_y \cdot 10^{-3} = 0.9 \times 4136 \times 250 \times 0.001 \text{ [k.N.m]} \quad (6)$$

$$M_d = 931 \text{ kN. m} = 93.1 \text{ t.m.} > M_{u1} \rightarrow \text{Verifica}$$

### Unión soldada de vinculación entre el Perfil U armado (yunque) y la chapa de alma.

La soldadura se plantea como en todo el perímetro, de tipo bisel y de cateto 16 mm.

Se determina la resistencia de diseño y se compara con la resistencia requerida.

Se tiene en cuenta la soldadura vertical del alma, que es por donde se transfiere la fuerza de corte

$$\begin{aligned}\Sigma L_i &= 50 \times 4 = 200 \text{ cm} \\ A_w &= \Sigma L_i \times e_g = 200 \times 0.7 \times 1.2 = 168 \text{ cm}^2 \\ F_w &= 0.6 \times F_{EXX} = 0.6 \times 5000 = 300 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_d &= \Phi_b \cdot F_w \cdot A_w = 0.60 \times (300) \times (168) \times 10^{-1} = 3020 \text{ kN} \\ V_u &= 2 \times V_{u1} = 2 \times 1160 = 2320 \text{ kN.}\end{aligned} \quad (7)$$

$R_d > V_u \rightarrow$  Verifica

### Verificación local de chapa

De acuerdo a la forma que la acción concentrada se introduce a la chapa del pilón se verifica la acción de cargas concentradas según (1)

Se plantearon rigidizadores de apoyo para que se aumente el ancho de aplicación de la carga sobre la chapa del pilón.

Para el estado límite de aplastamiento del alma (Fluencia local del ala)

$$F_U < (2.5 \times k + N) F_{yw} \times t_w \quad (8)$$

Para el apoyo de la viga U, hemos supuestos dos casos, para la determinación del ancho, y se verifican ambos.

a).- ancho para dos perfiles:  $25 \text{ cm} + 70 \times \sin 30 \times 2 = 95 \text{ cm}$ , suponiendo que la fuerza se distribuye en su altura y en la de un rigidizador.

$$\begin{aligned}F_u &= 2 \times V_{u1} = 2 \times 1160 \text{ kN} = 2320 \text{ kN} < 95 \times 344 \times 1.59 \times 10^{-2} = 519 \text{ t} = 5190 \text{ kN.} \\ 2320 \text{ kN} &< 5190 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}\end{aligned}$$

b).- ancho x perfil:  $70 \times \sin 30 \times 2 = 70 \text{ cm}$ , que resulta mayor que la mitad de a), lo cual verifica.

Planteamos también la verificación del pandeo local del alma (web crippling), tomando como alas los rigidizadores transversales.

$N$  = longitud de la carga concentrada =  $95/2 = 47.5$  (conservador)

$d$  = 150 cm = distancia máxima entre rigidizadores transversales

$t_f$  = 15.9 mm

$t_w$  = 15.9 mm

$F_{yw}$  = 344 MPa

$$R_n := \left[ 17.9 \cdot t_w^2 \cdot \left[ 1 + \left( \frac{4 \cdot N}{d} - 0.2 \right) \cdot \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \cdot \sqrt{F_{yw} \cdot \frac{t_f}{t_w}} \right] \cdot 0.1 \quad R_n = 173 \quad \text{ton} \quad (9)$$

$$R_N = 173 \text{ t} = 1730 \text{ kN}$$

$$F_u = V_u = 1160 \text{ kN} < \phi R_N = 0.75 \times 1730 = 1300 \text{ kN} \quad (\text{Verifica})$$



- **UNION COLUMNA-VIGA TRANSVERSAL**

El ancho de la viga coincide con el ancho de la sección de la columna (2000 mm), por lo tanto el apoyo de la chapa vertical de la viga se da en coincidencia con la chapa vertical de la columna, y es esa sección la que tiene mayor esfuerzo ya que la viga tiene mayor momento fuera del plano.

Se procedió a la ejecución de una soldadura perimetral a tope con bisel en toda la vuelta, con el espesor de 16 mm (penetración completa), lo cual garantiza que la soldadura reemplaza al espesor de la sección, y no hay disminución de la misma.

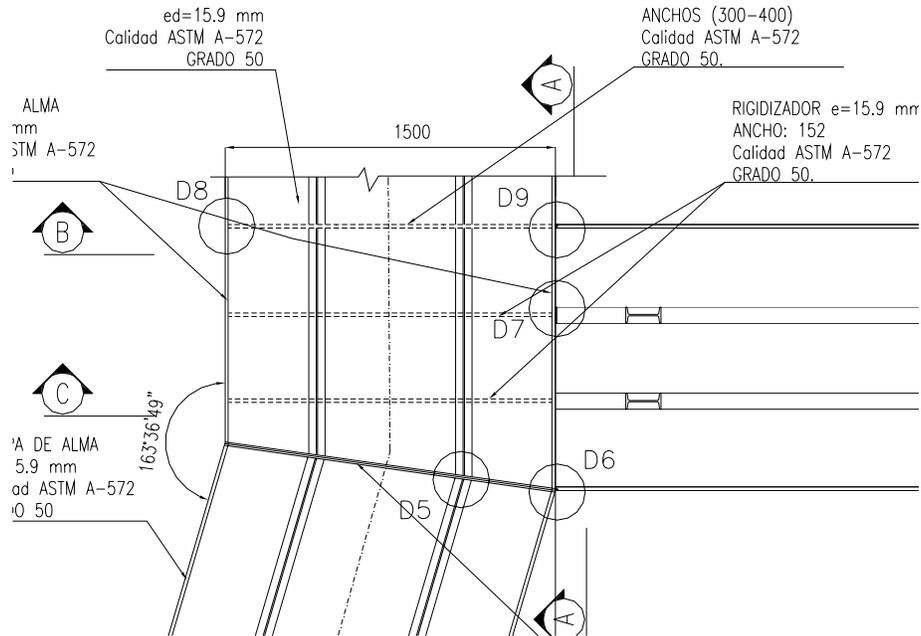


Figura 19. Detalle de Nudo-Viga

Se verificó mediante una fórmula de aplicación del Reglamento (3) – EL , asumiendo un fenómeno similar, la verificación de plastificación, desigualdad de esfuerzos de corte y resistencia de pared lateral del cordón de la chapa de la columna producida por las acciones provenientes de la chapa de la viga. Se indica a continuación planilla de cálculo en Tabla N°20.

<b>PLANILLA DE CÁLCULO. CIRSOC 302 - TUBOS. TABLA 9.4-11</b>			
0.- Datos			
F <sub>yo</sub> := 345	MPa	F <sub>y1</sub> := 345	MPa
B := 200	cm	B <sub>b1</sub> := 200	cm
H := 150	cm	H <sub>b1</sub> := 115	cm
t := 1.59	cm	t <sub>b1</sub> := 1.59	cm
$Q_f := 1.3 - \left( 0.4 \cdot \frac{1}{0.85} \right)$		Q <sub>f</sub> = 0.829	

Tabla N° 20. Planilla de Cálculo. Verificación de Nudo Col-Viga

**\*\* NUDOS CON MOMENTOS EN EL PLANO \*\***

1. Plastificación de la cara del cordón

$$\beta := 0.97$$

$$Mnd1 := F_{yo} \cdot t^2 \cdot Hb1 \cdot \left[ \frac{1 - \beta}{2 \cdot \frac{Hb1}{B}} + \frac{2}{\sqrt{1 - \beta}} + \frac{\frac{Hb1}{B}}{(1 - \beta)} \right] \cdot Q_f \cdot 0.001 \quad Mnd1 = 2557 \quad (\text{kN.m})$$

2. Desigual distribución de fuerza

$$Zb1 := 200^2 \cdot \frac{115}{6} \quad Zb1 = 766667$$

$$be := \frac{10}{\left(\frac{B}{t}\right)} \cdot \frac{t}{tb1} \cdot Bb1 \quad be = 15.9$$

$$Mnd2 := 0.95 \cdot F_{y1} \cdot \left[ Zb1 - \left(1 - \frac{be}{Bb1}\right) \cdot Bb1 \cdot tb1 \cdot (Hb1 - tb1) \right] \cdot 0.001 \quad Mnd2 = 240395 \quad (\text{Kn.m})$$

3. Resistencia pared lateral del cordon  $F_{cr} := 250 \quad \text{Mpa}$

$$Mnd3 := 0.5 \cdot F_{cr} \cdot t \cdot (Hb1 + 5 \cdot t)^2 \cdot 0.001 \quad Mnd3 = 3004 \quad (\text{kN.m})$$

**\*\* NUDOS CON MOMENTOS FUERA DEL PLANO \*\***

1. Plastificación de la cara del cordón

$$\beta := 0.97$$

$$Mnd4 := F_{yo} \cdot t^2 \cdot \left[ \frac{Hb1 \cdot (1 + \beta)}{2 \cdot (1 - \beta)} + \sqrt{\frac{2 \cdot B \cdot Bb1 \cdot (1 + \beta)}{(1 - \beta)}} \right] \cdot Q_f \cdot 0.001 \quad Mnd4 = 4390 \quad (\text{kN.m})$$

2. Desigual distribución de fuerza

$$Zb1 := 200^2 \cdot \frac{115}{6} \quad Zb1 = 766667$$

$$be := \frac{10}{\left(\frac{B}{t}\right)} \cdot \frac{t}{tb1} \cdot Bb1 \quad be = 15.9$$

$$Mnd5 := 0.95 \cdot F_{y1} \cdot \left[ Zb1 - 0.5 \cdot tb1 \cdot (Bb1 - be)^2 \right] \cdot 0.001 \quad Mnd5 = 242444 \quad (\text{kN.m})$$

3. Resistencia pared lateral del cordon  $F_{cr} := 250 \quad \text{Mpa}$

$$Mnd3 := F_{cr} \cdot t \cdot (Hb1 + 5 \cdot t) \cdot (B - t) \cdot 0.001 \quad Mnd3 = 9697 \quad (\text{kN.m})$$

Tabla N°20 (continuación) Planilla de Cálculo. Verificación de Nudo Col-Viga

- **EMPALME VIGA TRANSVERSAL**

Se plantea una unión mediante bulones al centro de la luz de las vigas transversales para poder ejecutar el nudo viga-columna soldado en taller.

Se adopta los esfuerzos máximos como esfuerzos a transmitir en la sección de empalme

$M_{E2} = 3900 \text{ kN.m}$  (Momento fuera del Plano)

$M_{E3} = 1300 \text{ kN.m}$  (Momento en el plano)

$N_u = 4620 \text{ kN}$ .

$V_{u3} = 502 \text{ kN}$ .

Se diseñó la distribución y cantidad de bulones y se obtuvo mediante método elástico la distribución de los esfuerzos sobre los bulones más solicitados: Se dimensionó a corte y aplastamiento según (1) y (5). Se obtuvo la siguiente unión abulonada.

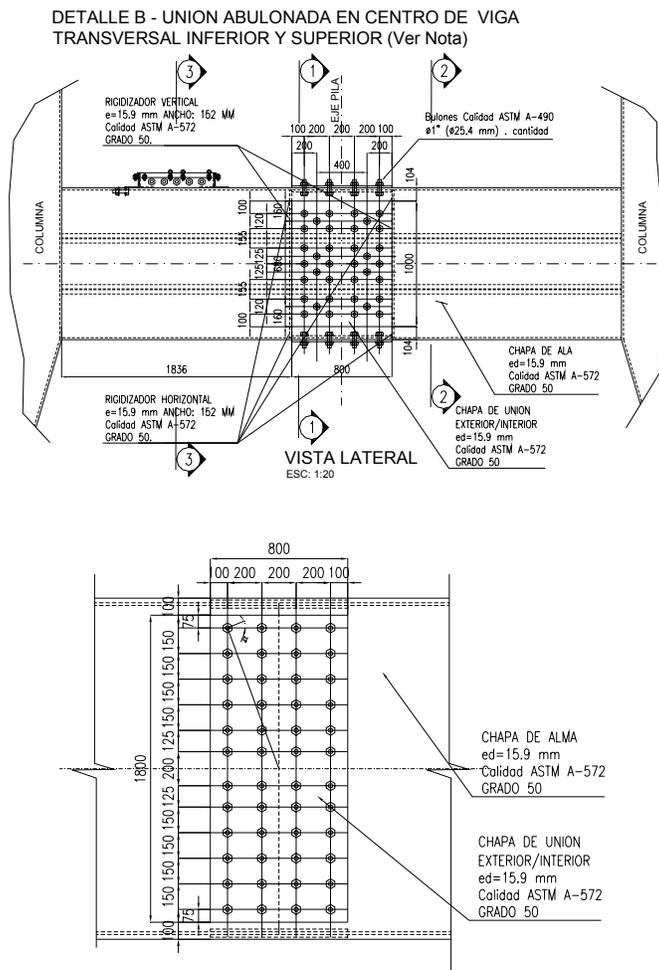


Tabla 21. Empalme de Viga Transversal.

## **AGRADECIMIENTOS**

Al Ing. Gabriel Troglia por sus aportes en el desarrollo del proyecto y su constante ejemplo de enseñanza desinteresada y pasión por la ingeniería y las estructuras metálicas.

## **REFERENCIAS**

- (1) Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios CIRSOC 301-2005
- (2) Ejemplos de Aplicación del Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios- CIRSOC 301-2005- Parte I y Parte II.
- (3) Reglamento Argentino de Elementos Estructurales de Tubos de Acero para Edificios CIRSOC 302-2005
- (4) Especificación AASHTO. Capítulo 6
- (5) Recomendación para Uniones estructurales con Bulones de Alta Resistencia CIRSOC 305-2007

## **BIBLIOGRAFIA**

- Libro “Estructuras Metálicas por Estados Límites. 7ma Edición. Autor: Ing. Gabriel Troglia.
- Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios CIRSOC 301-2005
- Comentarios al Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios CIRSOC 301-2005
- Reglamento Argentino de Elementos Estructurales de Tubos de Acero para Edificios CIRSOC 302-2005
- Comentarios al Reglamento Argentino de Elementos Estructurales de Tubos de Acero para Edificios CIRSOC 302-2005
- Reglamento Argentino para la Soldadura de Estructuras de Acero CIRSOC 304 -2007
- Recomendación para Uniones estructurales con Bulones de Alta Resistencia CIRSOC 305-2007
- Norma AISC
- Norma AWS
- Ejemplos de Aplicación del Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios- CIRSOC 301-2005- Parte I y Parte II.
- Especificación AASHTO. Capítulo 6