

PUENTE SOBRE RIO COLASTINE

DISEÑO SECCIONAL DE LA VIGA DE LANZAMIENTO

Daniel Osvaldo Troglia Ing. Civil. www.trogliaingenieria.com.ar

José Miguel Pío Angulo. Ing. Civil www.trogliaingenieria.com.ar

Carlos F. Gerbaudo M.Sc. Ing. Civil ingroup@ingroup-op.com.ar

Resumen

En el presente trabajo se exponen los aspectos más importantes del diseño y cálculo seccional de la Viga de Lanzamiento utilizada en la Construcción del Puente Empujado sobre el Río Colastiné, en la Provincia de Santa Fe.

Las características principales de la viga de lanzamiento son su luz libre de 37 mts y su altura variable. Se planteó como sección transversal dos vigas doble te armadas con chapa de acero F-24 arriostradas horizontalmente en los dos planos de sus alas (INFERIOR Y SUPERIOR), y también arriostramientos en el plano vertical. Dichas vigas doble te armadas se plantearon de sección variable (de 3000 mm a 1500 mm de altura) siguiendo el diagrama de esfuerzos para optimizar el (costo) peso de la misma.

Como criterio de diseño más relevante se planteó la utilización de rigidizadores horizontales y verticales soldados para que resultaran espesores de chapa razonables y esbelteces no elevadas, a fin de que no fuera el pandeo local el determinante de la resistencia de diseño. Se utilizó el Reglamento CIRSOC 301-2005 por estados límites complementado por la Especificación AASHTO en lo no cubierto por aquél.

Se plantearon uniones soldadas en taller y uniones abulonadas en obra, ya que dada la gran longitud de la viga, ella fue fabricada en cuatro partes y armada en obra.

Abstract

In this work the most important aspects of the design and calculation of the sectional beam used in the Launch Bridge Construction Pushed on Colastiné River, in the Province of Santa Fe exposed.

The main characteristics of the beam are launching their 37 mts free light and variable height. Raised as cross-section, two-beams you armed with steel sheet F-24 braced horizontally in the two planes of its wings (TOP AND BOTTOM), and bracing in the vertical plane. Such armed-beams you were raised with variable section (3000 mm to 1500 mm in height) following the diagram efforts to optimize the (cost) of the same weight.

As more relevant design criterion for the use of horizontal and vertical stiffeners welded raised, to improve their sheet thicknesses and slenderness reasonable not high, so that it was not the local buckling resistance determinant design. The Regulation was used CIRSOC 301-2005 limit states complemented by AASHTO as uncovered by it.

Welded and bolted joints workshop work, since given the great length of the beam, it was manufactured in four parts and assembled in labor unions were raised.

INTRODUCCION

Se plantean los elementos más importantes para el diseño y el dimensionamiento seccional y de las uniones de la viga de lanzamiento, utilizada en la Construcción del Puente Lanzado sobre el Río Colastiné, formada por dos vigas doble te armadas de sección variable y arriostradas entre si. (ver Figuras 1 y 2).

En primer lugar se indican los esfuerzos requeridos ⁽¹⁾, y las características de la viga de lanzamiento (planta con indicación de los arriostramientos, vista lateral, las distintas secciones transversales).

Luego se verifica seccionalmente a flexión y corte, resaltando los estados límites de pandeo lateral torsional y pandeo local, y las variables intervinientes en el diseño (arriostramientos para el pandeo global y rigidizadores para el pandeo local).

Por último se verifican las deformaciones y algunas uniones y resoluciones constructivas de la vinculación de la Viga de Lanzamiento a la Dovela de Hº Aº..



Figura N°1: Fotografía de la Viga de Lanzamiento



Figura N°2: Fotografía de la Viga de Lanzamiento

RESISTENCIA REQUERIDA

En la Tabla N°3 se indican los esfuerzos requeridos de flexión y de corte para las distintas secciones (en negrita)

Estado	Momentos Flectores [kN.m]								
	S-0 [0m]	S-1 [3.7m]	S-2 [7.4m]	S-3 [11.1m]	S-4 [14.8m]	S-5 [18.5m]	S-6 [22.2m]	S-7 [25.9m]	S-8 [29.6m]
Estado-1	-2021	-947	-180	339	499	365	-12	-720	-427
Estado-2	6017	2519	-1842	-2116	-1005	-311	188	382	368
Estado-3	730	458	-218	-1110	-2455	-2760	-1666	-951	-391
Estado-4	-12093	-9672	-7563	-5515	-4021	-2635	-1684	-961	-395
Estado-5	5887	6409	6624	6514	6124	5363	4440	3109	1722
Estado-6	26749	20355	12682	5663	-2685	-2734	-1651	-943	-388
Estado-7	-12093	-9672	-7563	-5515	-4021	-2635	-1684	-961	-395
Estado-8	2790	3588	4078	4282	4164	3713	3060	2037	918
Estado-9	27353	20954	13271	6241	0	0	0	0	0

Estado	Esfuerzos de Corte [kN]								
	S-0 [0m]	S-1 [3.7m]	S-2 [7.4m]	S-3 [11.1m]	S-4 [14.8m]	S-5 [18.5m]	S-6 [22.2m]	S-7 [25.9m]	S-8 [29.6m]
Estado-1	-355	-264	-178	-85	-8	75	142	213	-113
Estado-2	978	1068	1165	-324	-236	-164	-88	-25	33
Estado-3	35	124	221	301	387	-314	-237	-174	-108
Estado-4	-738	-646	-559	-466	-389	-306	-238	-175	-109
Estado-5	-196	-105	-19	74	150	232	300	371	428
Estado-6	1818	1907	2004	2085	2171	-312	-236	-173	-108
Estado-7	-738	-646	-559	-466	-389	-306	-238	-175	-109
Estado-8	-275	-185	-98	-5	72	154	221	292	350
Estado-9	2045	2039	2030	2111	-382	-311	-235	-173	-107

Tabla N°3- Resistencia Requerida total en Viga de Lanzamiento⁽¹⁾.

(1) Los esfuerzos fueron provistos por el Estudio Ingroup (ing. Carlos Gerbaudo), proyectista estructural del Puente.

DATOS DE LA VIGA DE LANZAMIENTO

En la figura N°4 podemos observar la planta y vista lateral de la viga de lanzamiento; en la figura N°5 se observan dos cortes transversales de la misma viga y en la figura N°6 se pueden ver las distintas secciones transversales (S_1 y S_2) de la viga armada de sección variable.

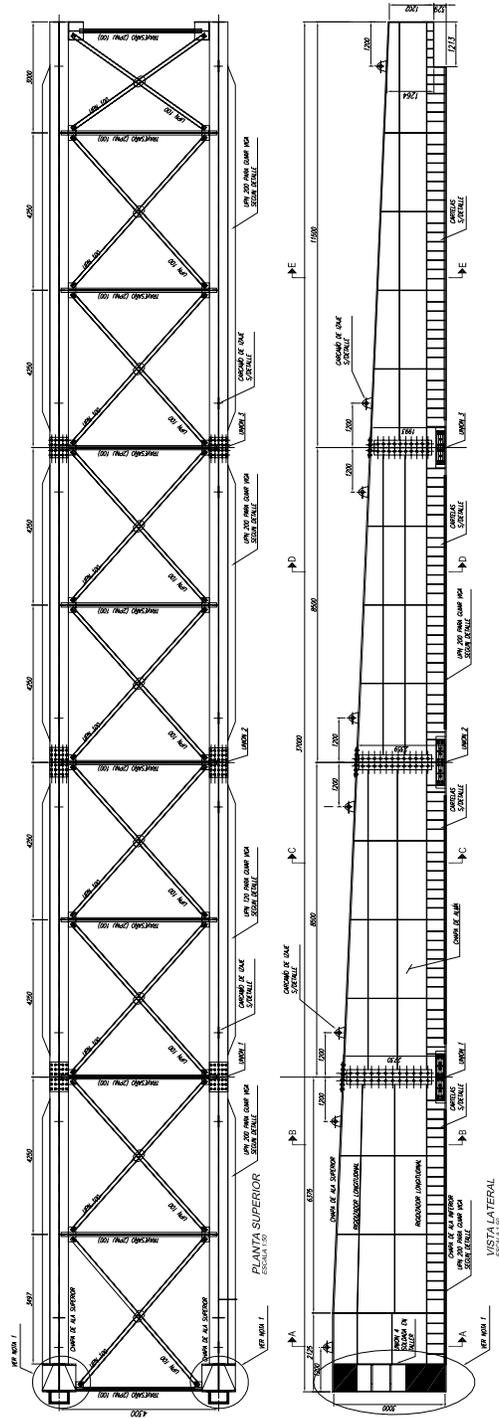
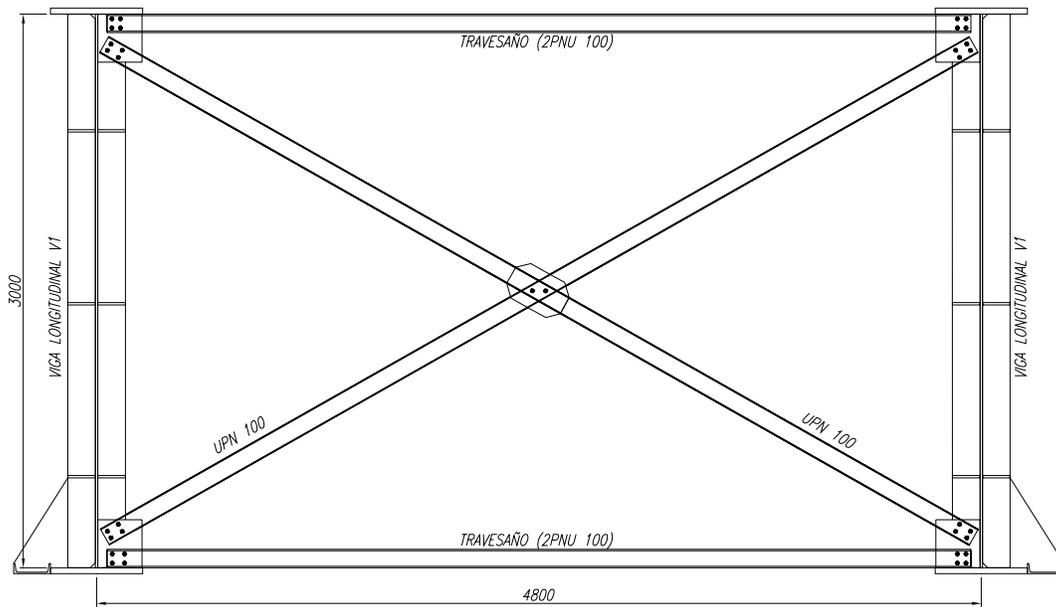
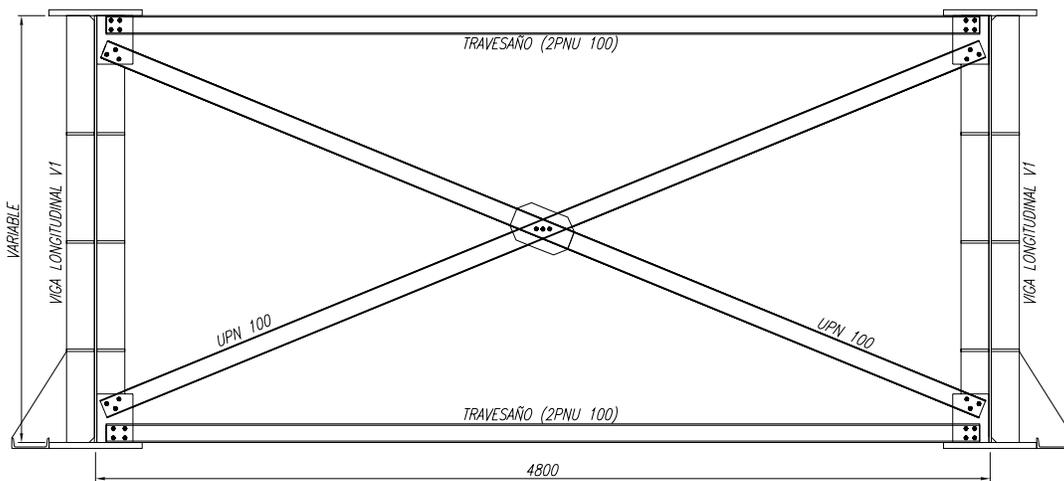


Figura N°4: Planta y Vista lateral (2)



SECCION A-A
 ESCALA 1:20



SECCION D-D
 ESCALA 1:20

Figura N°5: Secciones transversales de la Viga de Lanzamiento ⁽²⁾

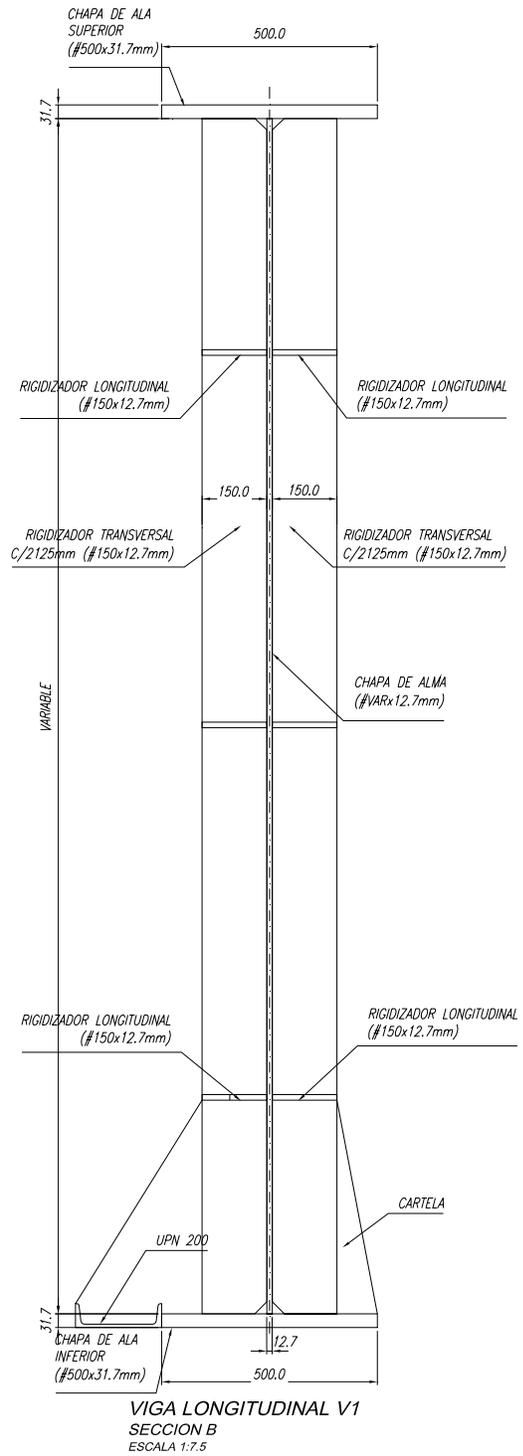
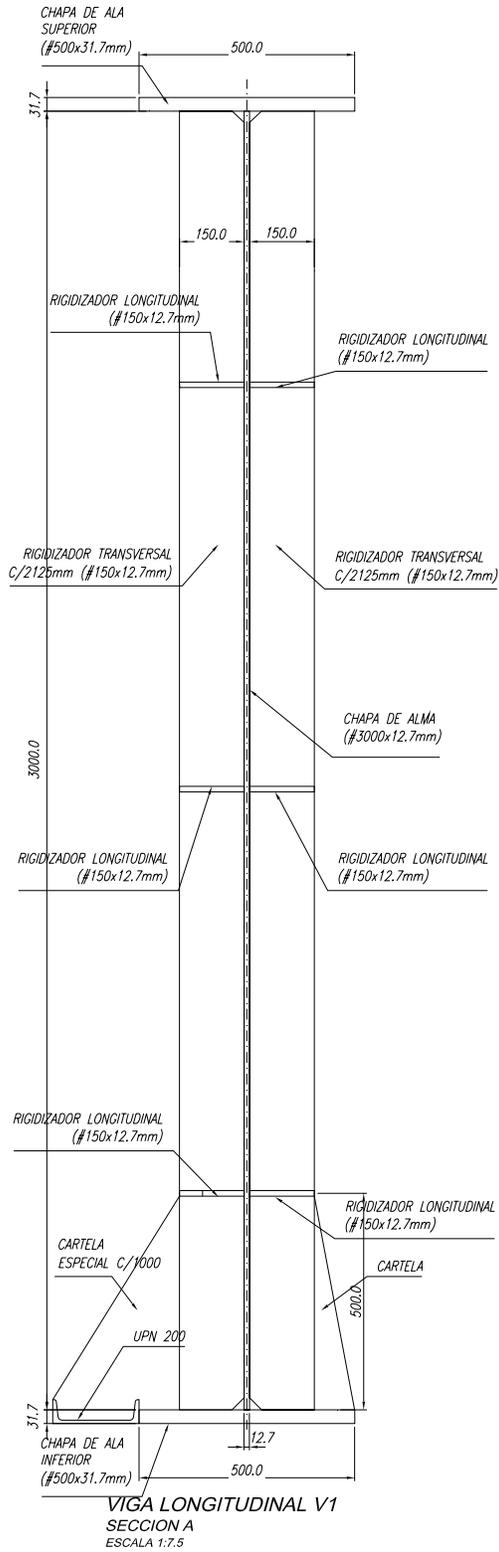


Figura N°6: Secciones variables de la Viga Armada ⁽²⁾

(2) Las Figuras fueron realizadas en el Estudio Ingroup (ing. Carlos Gerbaudo), proyectista estructural del Puente.

VERIFICACION SECCIONAL. FLEXION

Se planteó la sección transversal de la viga de lanzamiento del puente con dos vigas arriostradas horizontalmente en los dos planos de sus alas (INFERIOR Y SUPERIOR), y también arriostramientos en el plano vertical. Dichas vigas doble te armadas son de sección variable.

Se verifica la sección S1 (inicio de viga, SECCION A-A de la Figura N°6), la resistencia requerida total se divide por dos vigas y resulta $Mu1 = 27352/2 = 13676$ kN.m.

Las propiedades de la sección geométricas y mecánicas son:

$h_w = 3000$ mm	Altura del alma de la viga
$t_w = 12.7$ mm	Espesor del alma
$b_f = 500$ mm	Ancho de Ala
$t_f = 31.7$ mm	Espesor del ala
$I_{xx} = 10153526$ cm ⁴	Momento de Inercia alrededor del Eje X (mayor)
$S_{xx} = 66287$ cm ³	Módulo resistente elástico alrededor del Eje X (mayor)
$Z_{xx} = 76704$ cm ³	Módulo resistente plástico alrededor del Eje X (mayor)
$I_{yy} = 66197$ cm ⁴	Momento de inercia alrededor del eje Y
$r_y = 9.74$ cm	Radio de giro alrededor del eje minimo (Y)
$F_y = 235$ Mpa	Tensión de Fluencia del acero F-24
$F_r = 114$ Mpa	Tensiones residuales para perfiles soldados

Se determinan las esbelteces de Ala y Alma

$$\lambda_f := \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f} \right) \quad \lambda_f = 8 \quad \text{Relación de Esbeltez del ala}$$

$$\lambda_w := \left(\frac{h_w}{t_w} \right) \quad \lambda_w = 236 \quad \text{Relación de Esbeltez del alma}$$

Determinamos las esbelteces límites para flexión según tabla B-5.1 (1); para el caso del Ala se utiliza el caso 2: Alas de viga armadas soldadas a flexión.

$$\lambda_{pf} := \left(\frac{170}{\sqrt{F_y}} \right) \quad \lambda_{pf} = 11 \quad (1)$$

$$\lambda_{rf} := \left[\frac{425}{\sqrt{\frac{(F_y) - F_r}{k_c}}} \right] \quad \lambda_{rf} = 23 \quad (2)$$

Con $k_c = 0.35$, $F_y = 235$ Mpa y $F_r = 114$ Mpa.

Por lo tanto el ala es compacta.

Si analizamos el alma, utilizamos el caso 9 de la tabla B.5.1 (1) Almas de vigas armadas a flexión; la misma tiene una esbeltez mayor al límite λ_r

$$\lambda_{pw} := \left(\frac{1680}{\sqrt{F_y}} \right) \quad \lambda_{pw} = 110 \quad (3)$$

$$\lambda_{rw} := \left[\frac{2550}{(\sqrt{F_y})} \right] \quad \lambda_{rw} = 166 \quad (4)$$

Por lo tanto se plantea la utilización de rigidizadores horizontales para disminuir la esbeltez del alma, y poder aumentar la capacidad a flexión, sin necesidad de tener que utilizar un espesor de alma elevado;

Se coloca un rigidizador horizontal separado $1/6 h_w = 500$ mm; en la zona comprimida del alma (parte inferior); por una cuestión constructiva se los colocaron también dos rigidizadores mas en la altura total de la viga. La esbeltez menor del alma $\lambda_w = 1000/12.7 = 79$, entonces la sección es compacta, pero reducida por un coeficiente que tiene en cuenta la colocación de rigidizadores.

Calculamos los Momentos nominales para los estados límites de flexión , obteniéndose la capacidad con el menor valor de ellos.

- Plastificación

$$M_p := Z_{xx} \cdot F_y \cdot 0.001 \quad M_p = 18025 \quad (\text{kN.m}) \quad (5)$$

- Pandeo lateral Torsional

La longitud no arriostrada (L_b) es la distancia entre arriostramientos horizontales; observando la planta (Figura N°4), $L_b = 4.25$ m = 425cm

Determinamos la longitud L_p

$$L_p := \frac{788 \cdot r_y}{\sqrt{F_y}} \quad L_p = 500 \quad (\text{cm}) \quad (6)$$

Al ser $L_p > L_b$, no es crítico este estado límite

- Pandeo local del ala

Al ser el Ala compacta, no es crítico dicho estado.

- Pandeo local del Alma

Al ser compacta el momento nominal resulta igual al momento plástico reducido por el coeficiente R_b según reglamentación (4)

Siendo $d_s = 500$ mm (mínima distancia entre rigidizadores), $D = 3000$ mm (altura del alma), $D_c =$ altura del alma comprimida por flexión y b_f , t_f y t_w ya definidos, se determinó:

$$\text{Si } \frac{d_s}{D_c} = 0.33 < 0.4$$

$$k := \frac{11.64}{\left(\frac{D_c - d_s}{D}\right)^2} \quad k = 105 \quad (7)$$

$$\text{Limite de } R_b \text{ (Tabla C6-10.1.10.2-1) Si } \frac{D}{t_w} = 236 < 0.95 \cdot \left(\frac{202000 \cdot k}{F_{yc}}\right)^{0.5} = 285$$

$$\lambda_{nv} := 167 \quad (\text{si } 6.10.110.2-4)$$

$$a_{wc} := \frac{2 \cdot D_c \cdot t_w}{b_f \cdot t_f} \quad a_{wc} = 2.4$$

$$R_b := 1 - \left(\frac{a_{wc}}{1200 + 300 \cdot a_{wc}}\right) \cdot \left(\frac{2 \cdot D_c}{t_w} - \lambda_{nv}\right) \quad (8)$$

$$R_b = 0.91$$

$$\text{Entonces } M_{nx} = 18025 \times 0.91 = 16403 \text{ kN.m.}$$

La resistencia a flexión resulta, para un coeficiente de minoración de flexión $\Phi_b = 0.9$

$$\Phi_b M_{nx} = 16403 \times 0.9 = 14763 \text{ kN.m} \quad (9)$$

La resistencia de diseño entonces ($\Phi_b M_{nx} = 14763 \text{ kN.m}$) resulta mayor a la resistencia requerida M_{u1} (13676 kN.m.), y la sección verifica.

Para llegar al mismo momento nominal, sin la colocación de rigidizadores, trabajando con la misma esbeltez de alma (sección compacta) deberíamos haber tenido un espesor de alma $t_w = 3000/110 = 27.3 \text{ mm}$, mas del doble del espesor resultante del alma utilizando rigidizadores.

VERIFICACION SECCIONAL. CORTE.

La resistencia requerida a corte de la viga Doble te armada, en la misma sección S1 es $V_{u1} = 2045 / 2 = 1023 \text{ kN}$.

La esbeltez máxima del alma $\lambda_w = 118$

El límite de zona inelástica-plástica es

$$\lambda_{Lim2} := \frac{1375}{\sqrt{F_y}} \quad \lambda_{Lim2} = 90 \quad (10)$$

La esbeltez está en zona elástica y la resistencia nominal a corte (V_N) resulta:

$$V_n := \frac{90400 \cdot A_w}{\lambda_w^2} \quad V_n = 2469 \quad (\text{kN}) \quad (11)$$

Siendo $A_w = 300 \times 1.27 = 381 \text{ cm}^2$ (área del alma)

La resistencia de diseño verifica ampliamente

$$V_D = \phi_v V_n = 2469 \times 0.9 = 2222 \text{ kN} \quad , \quad (12)$$

siendo $\phi_v = 0.9$ (coeficiente de minoración de corte)

No se verifica la interacción de corte y flexión, ya que $V_U < 0.6V_n$

Tampoco es necesario por cálculo en esta sección colocar rigidizadores transversales para aumentar la capacidad a corte.

RIGIDIZADORES

Se colocaron en la viga armada rigidizadores longitudinales (para disminuir la esbeltez del alma) y transversales (constructivos, y necesarios también para trabajar en conjunto con los horizontales)

En este punto se diseñan los rigidizadores según norma (4), las premisas de diseño a cumplir son:

Siendo $b_L < b_{Lmax}$ "e" $I_L < I_{Lmin}$
 b_L : ancho del rigidizador longitudinal

I_L = momento de inercia del rigidizador longitudinal.

b_{Lmax} : ancho del rigidizador longitudinal máximo

I_{Lmin} = momento de inercia del rigidizador longitudinal mínimo.

Las fórmulas a cumplir son:

$$b_{Lmax} := 0.48 \cdot t_s \cdot \left(\frac{E}{F_{ys}} \right)^{0.5} \quad (13)$$

Siendo t_s : espesor del Rigidizador Longitudinal (Rig.Long.)

E_s : módulo de elasticidad transversal del Rig.Long. = 200000 MPa

F_{ys} : tensión de fluencia del Rig.Long.=235 Mpa

Adoptando $t_s=12.7 \text{ mm}$, resulta $b_{Lmax}=177.8 \text{ mm}$

$$I_{Lmin} := H \cdot 0.1 \cdot (t_w \cdot 0.1)^3 \cdot \left[2.4 \cdot \left(\frac{d_0}{H} \right)^2 - 0.13 \right] \quad (14)$$

Siendo H : altura total del alma donde se colocan los rigidizadores = 3000 mm

t_w : espesor del alma=12.7 mm

d_0 : distancia entre rigidizadores transversales adoptada = 2125 mm

Reemplazando los valores en la ecuación (14) se obtiene $I_{Lmin} = 661 \text{ cm}^4$

Adoptando $t_s = 12.7 \text{ mm}$ y $b_L = 150 \text{ mm} < b_{Lmax} = 177 \text{ mm}$, y colocando dos rigidizadores (uno de cada lado del alma, $crL = 2$) el momento de inercia I_L resulta

$$I_L := (crL \cdot b_L)^3 \cdot \frac{t_s}{12} \quad (15)$$

$$I_L = 2858 \text{ cm}^4 > I_{Lmin}$$

El radio de giro de la sección del rigidizador debe ser mayor a:

$$r_l := \frac{0.16 \cdot d_0 \cdot \left(\frac{F_{ys}}{E}\right)^{0.5}}{\sqrt{1 - 0.6 \cdot \left(\frac{F_{yc}}{1 \cdot F_{ys}}\right)}} \quad r_l = 18.43 \text{ mm} \quad (16)$$

Para nuestro caso $r = (15 \times 2) / \sqrt{12} = 8.66 \text{ cm} = 86.6 \text{ mm} > r_l$

Los rigidizadores transversales se verifican según Norma (1). En la Tabla N°7 se indica la salida de la Rutina de Cálculo.

<u>RIGIDIZADORES - TRANSVERSALES</u>			
<u>Rigidez Mínima de RIGIDIZADORES - segun AISC LRFD</u>			
$a := 215 \text{ cm}$			
$t := 1.27 \text{ cm}$			
$h := 300 \text{ cm}$	$j := \left[\frac{2.5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} - 2 \right]$	$j = 2.87$	$j_w := \text{if}(j < 0.5, 0.5, j) \quad j = 2.87$
$I_{st} := a \cdot t^3 \cdot (j)$	$I_{st} = 1263 \text{ cm}^4$	$< I_{stx}$	Verifica
<u>Determinón de Rigidez: Planchuela</u>			
$ep := 1.27 \text{ cm}$		$cpr := 2$	
$hp := 15 \text{ cm}$			
$A1 := ep \cdot hp$	$A1 = 19.05 \text{ cm}^2$		
$d := hp \cdot 0.5$	$d = 7.5 \text{ cm}$		
$I_{1w} := hp^3 \cdot \frac{ep}{12}$	$I_1 = 357 \text{ cm}^4$		
$I_{stx} := (I_1 + A1 \cdot d^2) \cdot cpr$	$I_{stx} = 2858$	$> I_{st}$	Verifica

Tabla N°7: Verificación de Rigidizadores Transversales.

VERIFICACION DE UNION ABULONADA.

La viga total tiene una luz de 37 mts, por lo cual no se puede trasladar de la fabrica a la obra en una sola pieza; por esa razón se planteó fabricarla en cuatro partes con tres uniones abulonadas (ver Figura N°4, vista lateral).
Se plantea el diseño y dimensionamiento de la unión 1.

La resistencia requerida $M_u = 664 \text{ t.m} = 6640 \text{ kN.m}$
 $V_u = 102 \text{ t} = 1020 \text{ kN}$

Los criterios generales para la unión abulonada son:

- Calidad de los Bulones: A-325.
- Las uniones deberán ser uniones tipos pretensadas, es decir, uniones tipo aplastamiento con bulones totalmente pretensados . (según Tabla J-3.1) (1)
- La rosca en todos los casos esta excluida del plano de corte

En la Tabla N°8 puede observarse el dimensionado de la unión abulonada, y en la Figura N°9 los detalles constructivos de dicha unión

EMPALME A FLEXION Y CORTE			
- Datos sección		- Datos esfuerzos	
$bf := 500$ (mm)	ancho ala	$M_u := 6640$ (kN)	
$tf := 25.4$ (mm)	espesor ala	$V_u := 1020$ (kN)	
$hw := 2730$ (mm)	altura alma	$N_u := 0$	
$tw := 12.7$ (mm)	espesor alma		
- Datos Generales y de la unión abulonada		<u>Perfiles de chapa</u>	
$\phi_b := 0.9$ (FACTOR DE RESISTENCIA A FLEXION)		$F_y := 235$ (MPa)	(TENSION DE FLUENCIA)
$\phi_c := 0.85$ (FACTOR DE RESISTENCIA A COMPRESION)		$F_u := 370$ (MPa)	(TENSION DE ROTURA)
$\phi_u := 0.75$ (FACTOR DE RESISTENCIA - uniones)			
$db := 25$ (mm)	diámetro del bulón	$\tau_u := 415$ (MPa)	Tensión de corte del bulón
$cbw := 12$	cantidad de bulones en el alma		
$ncf := 1$	Número de cubrejuntas de ala por ala	$e1 := 104.5$ (cm)	Distancias a eje baricentrico de bulón 7 y 8
$tcuf := 31.7$ (mm)	Predimensionado de los	$e2 := 85.5$ (cm)	Distancias a eje baricentrico de bulón 3 y 4
$bcuf := 500$ (mm)	cubrejuntas de ala	$e3 := 66.5$ (cm)	Distancias a eje baricentrico de bulón 2 y 5
$mf := 1$	Secciones de corte ala	$e4 := 47.5$ (cm)	Distancias a eje baricentrico de bulón 1 y 6
$mw := 2$	Secciones de corte alma	$e5 := 28.5$ (cm)	Distancias a eje baricentrico de bulón 9 y 10
		$e6 := 9.5$ (cm)	Distancias a eje baricentrico de bulón 11 y 12
-Propiedades mecánicas			
$A_g := \frac{bf}{100} \cdot tf \cdot 2 + \frac{hw}{100} \cdot tw$	$A_g = 601$ (cm ²)	Area	
$I_{xx} := \left[\frac{hw^3 \cdot tw}{12} + 2 \cdot tf^3 \cdot \frac{bf}{12} + 2 \cdot bf \cdot tf \cdot \left(\frac{hw}{2} + \frac{tf}{2} \right)^2 \right] \cdot \frac{1}{10000}$	$I_{xx} = 6974531$ (cm ⁴)	Momento de inercia alrededor de x-x	
$S_{xx} := \frac{I_{xx}}{\left(\frac{hw}{2} + tf \right)} \cdot 10$	$S_{xx} = 50162$ (cm ³)	Módulo resistente x-x	
$Z_{xx} := 2 \cdot \left[\frac{bf \cdot tf}{100} \cdot \left(\frac{hw}{20} + \frac{tf}{20} \right) \right] + \left(\frac{hw}{2} \cdot \frac{hw}{4} \cdot \frac{tw}{1000} \right) \cdot 2$	$Z_{xx} = 58657$ (cm ³)	Módulo plástico x-x	

Tabla N°8: Salida de Programa de Dimensionado de Unión Abulonada

Inercia de alma y ala - Momento plástico y elástico - Distribución elástica

$$I_w := \frac{(hw \cdot 0.1)^3 \cdot (tw \cdot 0.1)}{12} \quad I_w = 2153329 \text{ (cm}^4\text{)} \quad \text{Momento de inercia del alma}$$

$$I_f := I_{xx} - I_w \quad I_f = 4821202 \text{ (cm}^4\text{)} \quad \text{Momento de inercia de las alas} \quad \frac{I_f}{I_{xx}} = 0.69$$

$$M_{uw} := \frac{I_w}{I_{xx}} \cdot M_u \quad M_{uw} = 2050 \text{ (kN.m.)} \quad \text{Momento tomada por el alma}$$

$$V_{uw} := V_u \quad V_{uw} = 1020 \text{ (kN)} \quad \text{Corte tomado por el alma}$$

$$M_{uf} := M_u - M_{uw} \quad M_{uf} = 4590 \text{ (kN.m.)} \quad \text{Momento tomado por las alas}$$

$$M_p := Z_{xx} \cdot F_y \cdot \phi_b \cdot 0.001 \quad M_p = 12406 \text{ (kN.m)} \quad \text{Momento plástico}$$

$$M_y := S_{xx} \cdot F_y \cdot \phi_b \cdot 0.001 \quad M_y = 10609 \text{ (kN.m)} \quad \text{Momento elástico}$$

Unión Cubrejunta de Ala

$$A_{cf} := t_{cuf} \cdot b_{cuf} \cdot 0.01 \quad A_{cf} = 159 \text{ (cm}^2\text{)} \quad \text{(area del cubrejunta de ala)}$$

$$A_{cfn} := \left[\frac{b_{cuf}}{10} - \left(\frac{db}{10} + 0.4 \right) \right] \cdot \frac{t_{cuf}}{10} \quad A_{cfn} = 149 \text{ (cm}^2\text{)} \quad U := 0.85$$

$$A_{cfe} := U \cdot A_{cfn} \quad A_{cfe} = 127 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$N_{uf} := \frac{M_{uf}}{(hw - 100) \cdot 0.001} + \frac{N_u}{4} \quad N_{uf} = 1745 \text{ (kN.)} \quad \text{Esfuerzo normal que debe tomar el ala}$$

La resistencia de cálculo del ala traccionada es: $R_{cf} := A_{cf} \cdot F_y \cdot \phi_b \cdot n_{cf} \quad R_{cf} = 3352 \text{ (t)}$ > $N_{uf} = 174 \text{ (t)}$
 $R_{cfe} := A_{cfe} \cdot F_u \cdot \phi_u \cdot n_{cf} \quad R_{cfe} = 3521 \text{ (t)}$

Los medios de unión se calculan a continuación:

$$t_{min} := \text{if}(t_{cuf} \cdot m_f > t_f, t_f, t_{cuf} \cdot m_f) \quad t_{min} = 25 \text{ (mm)} \quad \text{Espesor mínimo}$$

$$A_b := (db \cdot 0.1)^2 \cdot \frac{\pi}{4} \quad A_b = 5 \text{ (cm}^2\text{)} \quad \text{Area del bulón}$$

$$R_{c1f} := \phi_u \cdot A_b \cdot t_{min} \cdot m_f \cdot 1 \quad R_{c1f} = 153 \text{ (kN.)} \quad \text{Resistencia de cálculo por bulón a corte}$$

$$R_{c2f} := \phi_u \cdot 2.4 \cdot db \cdot t_{min} \cdot F_u \cdot 0.001 \quad R_{c2f} = 423 \text{ (kN.)} \quad \text{Resistencia de cálculo por bulón a aplastamiento}$$

$$R_{cmin} := \text{if}(R_{c1f} > R_{c2f}, R_{c2f}, R_{c1f}) \quad R_{cmin} = 153 \text{ (kN.)} \quad \text{Resistencia de cálculo por bulón mínimo}$$

$$n_b := \text{ceil}\left(\frac{N_{uf}}{R_{cmin}}\right) \quad n_b = 12 \quad \text{(número mínimo de bulones necesarios)}$$

$$c_{bf} := n_b + 4 \quad \text{Bulones adoptados x cada ala}$$

La unión verifica si la relación de resistencia requerida y de cálculo es menor a 1

$$f_w := \frac{N_{uf}}{R_{cmin} \cdot c_{bf}} \quad f_w = 0.71 \quad \text{Relación de resistencias para el ala}$$

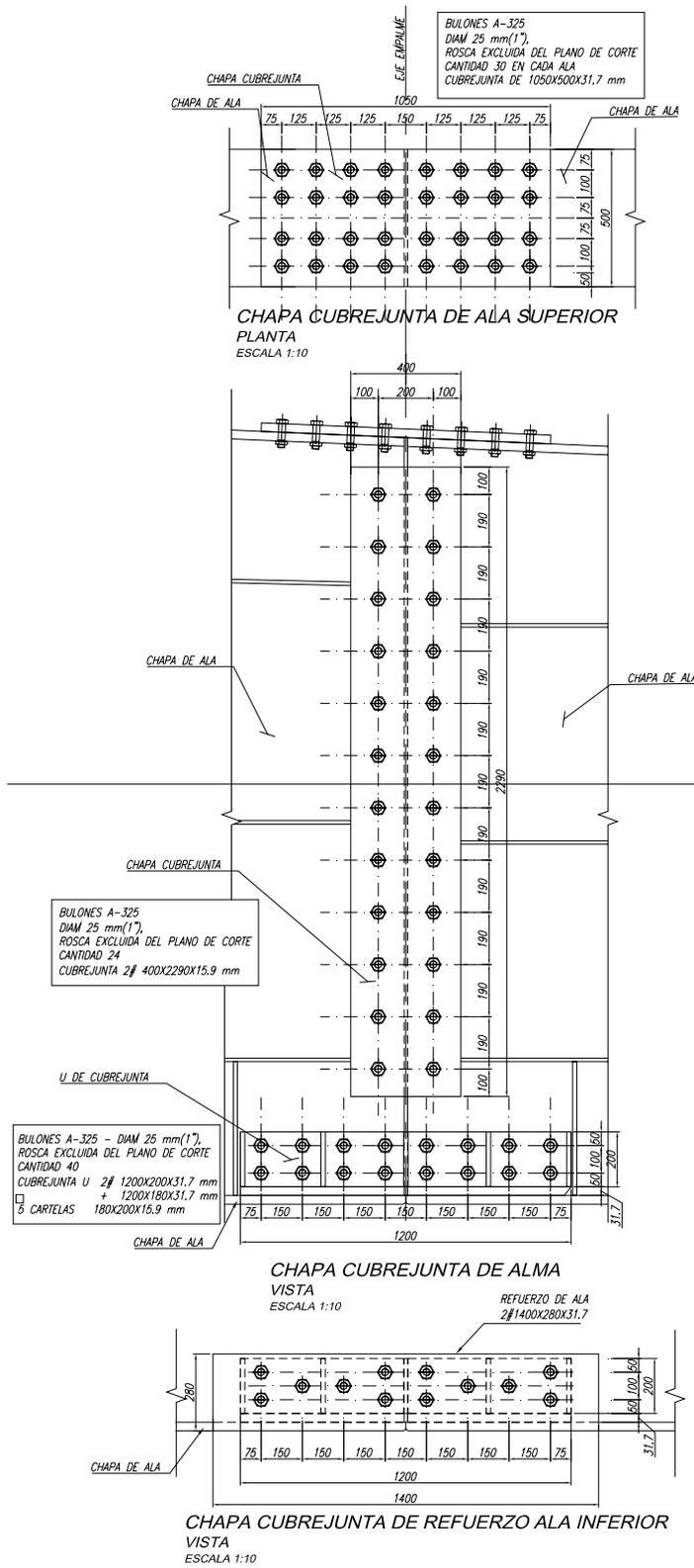
$$c_{bf} = 16 \quad \text{bulones}$$

NOTA: AL RESPETARSE Y SUPERARSE LAS SEPARACIONES Y DISTANCIAS MINIMAS A BORDE VERIFICA AMPLIAMENTE EL BLOQUE DE CORTE.

Tabla N°8 (continuación): Salida de Programa de Dimensionado de Unión Abulonada

Union Cubrejunta de Alma	$m_w = 2$	cantidad de planos de corte	$cbw = 12$
$t_{cuw} := 15.9$ (mm)	Espesor del cubrejunta de alma		
$I_{cuf} := \left[(A_{cf}) \cdot (h_w \cdot 0.05 + t_f \cdot 0.05)^2 \right] \cdot 2 \cdot n_{cf}$	$I_{cuf} = 6016842$	(cm ⁴)	Momento de inercia cubrejunta de ala
$I_{cuw} := I_{cuf} \cdot \frac{I_w}{I_f}$	$I_{cuw} = 2687346$	(cm ⁴)	Momento de inercia cubrejunta de alma
$h_{cuw} := \left(\frac{12 \cdot I_{cuw}}{m_w \cdot t_{cuw} \cdot 0.1} \right)^{\left(\frac{1}{3} \right)} \cdot 10$	$h_{cuw} = 2165$	(mm)	Altura del cubrejunta de alma aprox
La resistencia requerida	$P_{v1} := \frac{V_u}{cbw}$	$P_{v1} = 85$ (kN)	Resistencia requerida debida a corte por bulon
	$P_{m1} := \frac{e_6}{\left[2 \cdot e_1^2 + 2 \cdot e_2^2 + 2 \cdot (e_3^2) + 2 \cdot e_4^2 + 2 \cdot e_5^2 + 2 \cdot e_6^2 \right]} \cdot M_{uw} \cdot 100$	$P_{m1} = 38$ (kN)	Resistencia requerida debida a momento para el bulon más solicitado
	$R_{uw} := \sqrt{P_{m1}^2 + P_{v1}^2}$	$R_{uw} = 93$ (kN)	Resultante
La resistencia de cálculo:	$R_{c1w} := \pi \cdot A_b \cdot \phi_u \cdot m_w \cdot 0.1$	$R_{c1w} = 306$ (kN)	CORTE
	$t_{m1w} := \text{if}(t_{cuw} \cdot m_w > t_w, t_w, t_{cuw} \cdot m_w)$	$t_{m1w} = 13$ (mm)	Espesor mínimo
	$R_{c2w} := \phi_u \cdot 2.4 \cdot d_b \cdot 0.1 \cdot t_{m1w} \cdot F_u \cdot 0.01$	$R_{c2w} = 211$ (kN)	APLASTAMIENTO
Resistencia de cálculo por bulón mínimo	$R_{cmin} := \text{if}(R_{c1w} > R_{c2w}, R_{c2w}, R_{c1w})$	$R_{cmin} = 211$ (kN)	
La unión verifica si la relación de resistencia requerida y de cálculo es menor a 1			
$f_w := \frac{R_{uw}}{R_{cmin}}$	$f_w = 0.44$	Relación de resistencias para el alma para el bulón mas solicitado	
NOTA: AL RESPETARSE Y SUPERARSE LAS SEPARACIONES Y DISTANCIAS MINIMAS A BORDE VERIFICA AMPLIAMENTE EL BLOQUE DE CORTE.			

Tabla N°8 (continuación): Salida de Programa de Dimensionado de Unión Abulonada



UNION 1

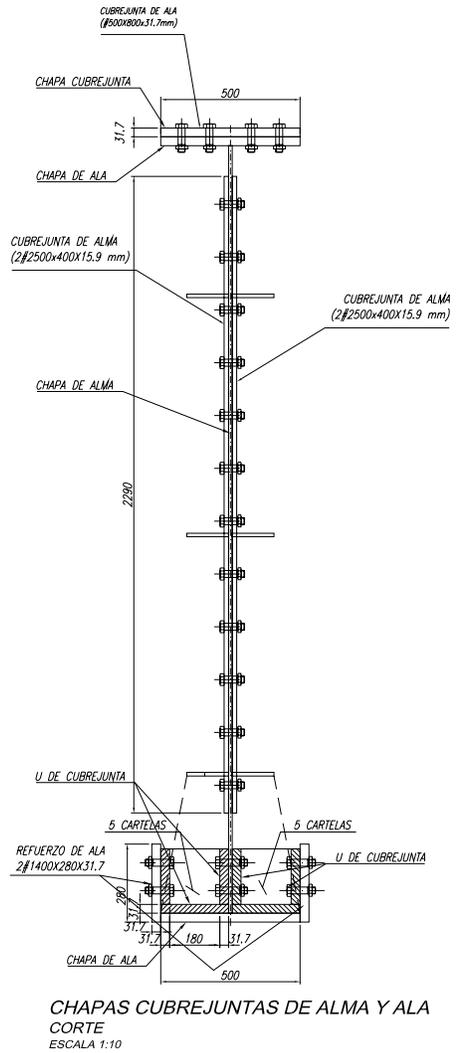


Figura N°9: Unión abulonada de la Viga Armada

DEFORMACIONES

Control de deformaciones de la nariz de lanzamiento

La viga metálica de lanzamiento esta ubicada al frente del empuje de las dovelas de hormigón y tiene como objeto reducir las solicitaciones en las primeras dovelas, alcanzando valores de solicitaciones acordes con la resistencia de la sección cajón.

Estas solicitaciones en el frente del empuje son función, por un lado de la longitud de la viga de lanzamiento, y por otro lado de la relación de rigidez entre la nariz de lanzamiento y la viga cajón de hormigón pretensado.

Adicionalmente, es importante evaluar la deformabilidad de la viga de lanzamiento ya que en la situación de viga en voladizo se producirá el descenso del frente de la nariz antes de alcanzar el apoyo en la pila del puente.

Por tal motivo, es necesario incluir en el frente de la nariz un sistema especial de levantamiento mediante gatos hidráulicos que permite la recuperación de la flecha elástica al alcanzar la proa el apoyo en la pila.

En la Tabla 10 se presentan las flechas para diferentes distancias respecto al empotramiento de la nariz en la dovela, indicándose un valor mínimo y un valor medio esperado.

Voladizo	Desc mínimo	Desc medio
[m]	[mm]	[mm]
5	0	0
10	-1	-1
15	-4	-6
20	-8	-11
25	-11	-16
30	-20	-30
36	-38	-56
40	-44	-66
45	-65	-97
50	-105	-158
52.6	-140	-210

Tabla N°10: Flechas de nariz en función de la distancia al empotramiento

Se puede observar que la flecha para 52.60 m de longitud de la nariz en voladizo, inmediatamente antes de hacer contacto y apoyarse en la próxima pila, fue estimada en un valor comprendido entre 140 mm y 210 mm según las estimaciones numéricas.

Los controles realizados en obra arrojaron valores de descenso en el frente de la nariz antes del contacto de la pila comprendidos entre 180 a 190 mm.

Por otro lado, cada tres (3) lanzamientos consecutivos, se procedía a un control del ajuste de las juntas abulonadas de la nariz con el objeto de evitar la pérdida de rigidez de la viga de lanzamiento por movimientos no previstos en las uniones abulonadas.

DETALLES CONSTRUCTIVOS

- **UNION EXTREMA CON DOVELA DE HORMIGON.**

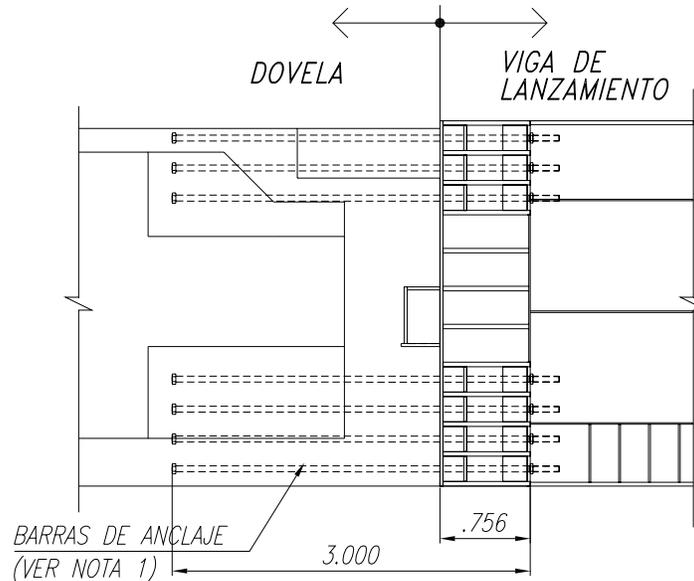


Figura N°11: Unión extrema de Viga de Lanzamiento con Dovela de H°A°. Corte Longitudinal

Se verifican los principales elementos metálicos de la unión entre la viga de lanzamiento metálica y la dovela de H°A°.

Placas a flexión

Se plantea por el gran esfuerzo de tracción x barra ($T_u = 81 \times 1.4 = 113.4 \text{ t}$) una sección formada por planchuelas # 200 x 25.4 mm

El módulo resistente elástico $S = 20^2 \times 2.54 / 6 = 169 \text{ cm}^3$

El esfuerzo de flexión resulta $M_u = T_u \times L / 4 (1/2) = 113.4 \times 25 / 8 = 354 \text{ t.cm}$
 $M_u = 3540 \text{ Kn.m.}$

La tensión resulta $f = 3540 / 169 = 209 \text{ Mpa} < \Phi_b F_y = 0.9 \times 235 = 211 \text{ MPa}$

Columnas (H=700 mm)

Resistencia Requerida: $N_U = 81 \times 2 \times 1.4 = 227 \text{ t} = 2270 \text{ kN.}$

Placa # 38.1 x 450

$r_y = 3.81 / (12)^{0.5} = 1.10$: Radio de giro

$A_g = 3.81 \times 45 = 171 \text{ cm}^2$: Sección Transversal.

La esbeltez y esbeltez reducida resultan: $\lambda = 70 / 1.1 = 64$ $\lambda_c = 0.72 \rightarrow$ y
 la tensión crítica $F_{crit} = 2.01 \text{ t/cm}^2 = 201 \text{ MPa}$

La resistencia de diseño $R_d = \Phi F_{crit} A_g$ (17)
 $R_d = 0.85 \times 171 \times 201 \times 10^{-1} = 2930 \text{ kN} > N_U \rightarrow$ Verifica

Placa de Apoyo (e=25.4 mm)

La tensión $q_u = 81 \times 1.4 / 0.39 \times 0.21 = 1386 \text{ t/m}^2 = 138.6 \text{ Kg/cm}^2 = 13.86 \text{ Mpa}$
 $M = 99 \times 11^2 / 10 \times 10^{-2} = 16.77 \text{ KN.cm}$
 $S = 2.54^2 \times 1 / 6 = 1.075 \text{ cm}^3$

La tensión resulta $f = 16.77 / 1.075 = 156 \text{ Mpa} < 0.9 F_y = 211 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICA}$

Soldadura 1 (Placa a flexión-columna)

Cada fuerza de la barra ($Tu1=81 \text{ t} \times 1.4$) = 114 t = 1140 kN, pasa a través de 4 cordones de filetes.

La resistencia de diseño resulta

$$R_d = \Phi_w F_w A_w \tag{18}$$

Siendo $F_w = (0.6 F_{EEXX}) =$ Tensión de la soldadura.

$A_w = (L_s e_g) =$ Área de la Soldadura.

$F_{EEXX} =$ tensión de fluencia del Electrodo.

$L_s =$ Longitud de soldadura

$e_g =$ espesor efectivo de soldadura

$R_d = 0.6 (0.6 \times 480) \times 20 \times 4 \times (0.707 \times 2.5) 10 = 2440 \text{ kN} > Tu1 \rightarrow \text{VERIFICA}$

Por lo tanto la placa debe estar soldada a cada planchuela (en forma de H) para poder transferir la carga para el caso que haya tracción y no haya pretensado .

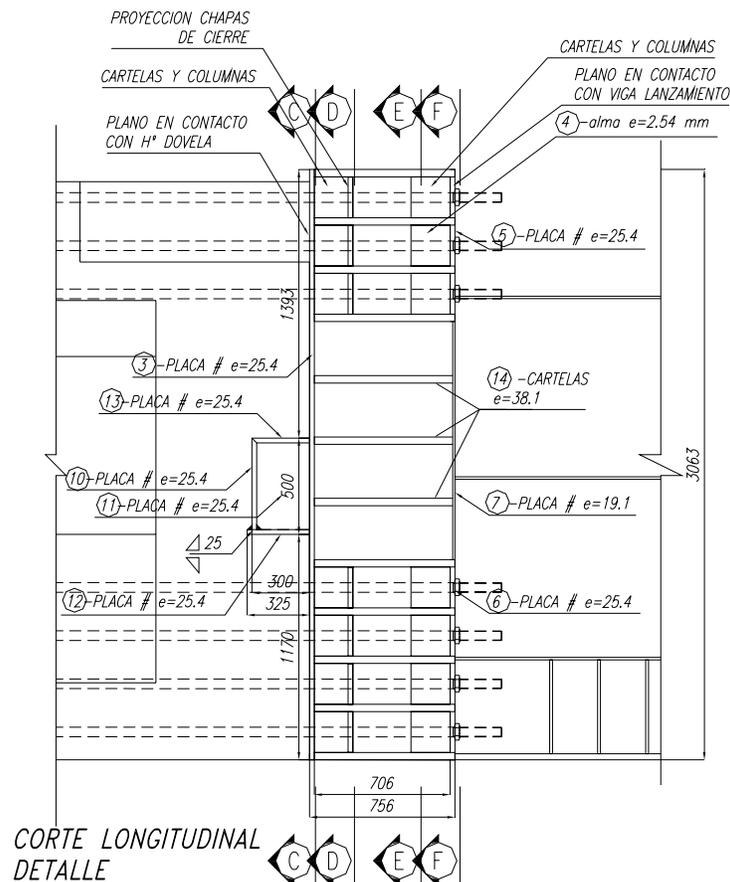
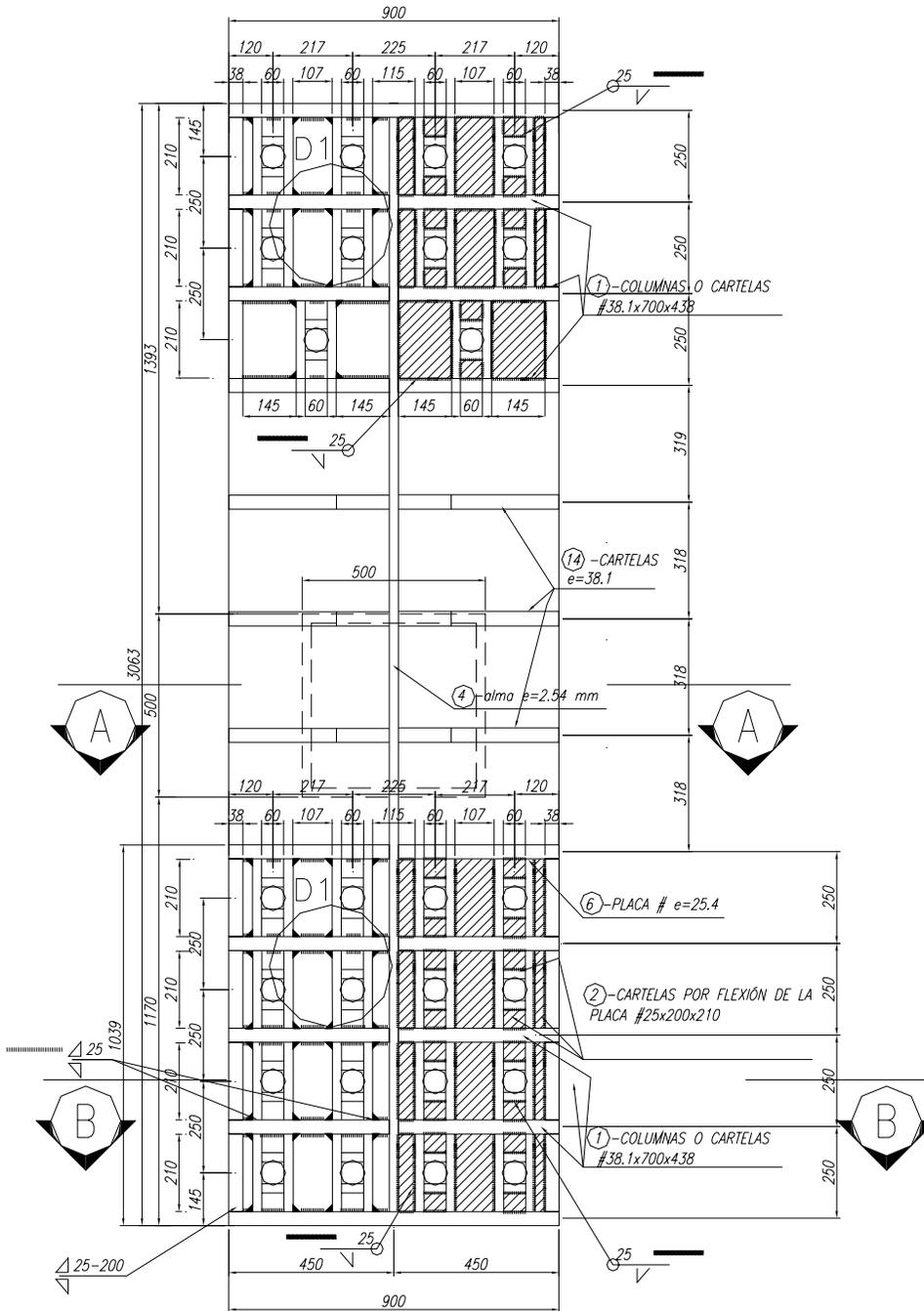


Figura N°12: Unión extrema de Viga de Lanzamiento con Dovela de H°A°. Vista

EN ESTA SEMIVISTA SE MUESTRA LA POSICION DE LAS CARTELAS Y COLUMNAS DE REFUERZO. VER DETALLE D1

EN ESTA SEMIVISTA SE MUESTRAN LAS CHAPAS A COLOCAR DESPUES DE EJECUTAR LAS SOLDADURAS DE LAS CARTELAS Y LAS COLUMNAS



SEMIVISTA C-C SEMIVISTA D-D

PLACA EN CONTACTO CON HORMIGON

Figura N°13: Unión extrema de Viga de Lanzamiento con Dovela de HªAª. SECCION

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