

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO SAN MIGUEL

Consultor: Marco Apunte Ordóñez

Cálculo:

Ing. Juan Manuel Vinueza M

DISEÑO ALTERNATIVO OBRA FALSA

Fecha: 8-feb-23

Hoja: 1

1.- INTRODUCCIÓN

Se ha planteado que el sistema de montaje sea un lanzamiento de las vigas en conjunto. Existe una nota en los planos en que se deja constancia de que no se deberá manipular las vigas en forma individual, para evitar los pandeos de las vigas en su eje débil.

Partiendo de que al ser un número par de vigas, se deberá trabajar en el montaje con las cuatro vigas debidamente arriostradas entre sí, o en pares de dos en dos, vertical y horizontalmente unidas.

El peso total de las vigas es :

$$PDC = 112,3 \text{ t.}$$

La longitud total del puente y el número de vigas es:

$$L = 50,0 \text{ m}$$

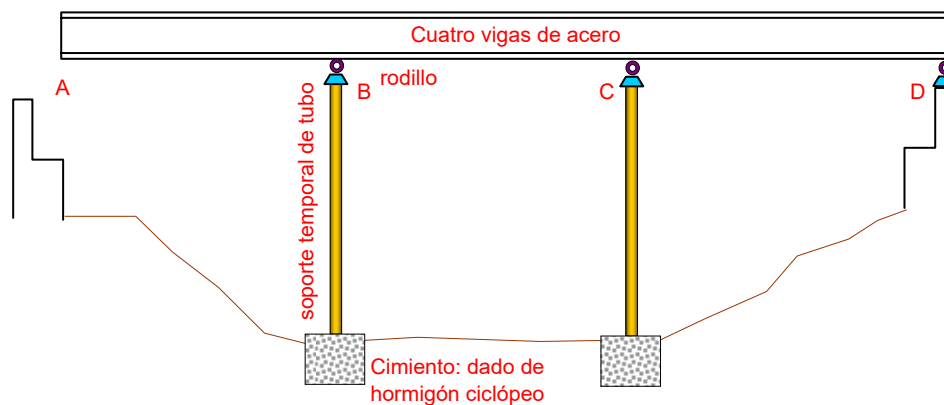
$$Nv = 4,00$$

Si consideramos que las vigas tienen como peso muerto una carga uniforme, el valor será:

$$wDC = 0,562 \text{ t/m} \quad \text{Peso por metro lineal por viga.}$$

2.- ESQUEMA ESTRUCTURAL DE VIGAS EN LANZAMIENTO

En el lanzamiento, para mantener el equilibrio de las vigas, y usar su propia carga muerta como contrapeso, al menos se deberá contar con dos obras falsas, que para efectos del diseño de éstas, se ubicarán en los tercios de la luz del puente



En el gráfico se muestra la condición más desfavorable para el voladizo y para obtener la mayor carga en un apoyo temporal.

$$L_{\text{tramo}} = 16,667 \text{ m} \quad \text{Esta sería la luz de los tres tramos de viga y del voladizo. (son tres tramos)}$$

3.- ESFUERZO EN VIGAS EN ETAPA DE MONTAJE

En el lanzamiento, los esfuerzos más críticos en la viga, se darán en el apoyo B, con el tramo de viga en voladizo, en instantes previos a que la viga llegue a apoyarse sobre el estribo.

Para efectos del cálculo y porque en obra pueden darse variaciones, se tomará como voladizo una luz mayor.

$$L_v = 18,00 \text{ m} \quad \text{Adoptada}$$

El momento flector en el apoyo B será:

$$MDC(B) = 0,562 \times 18,00^2 / 2 = 90,963 \text{ tm / viga}$$

El momento es negativo, es decir se tendrán los esfuerzos invertidos a los que tendrá la viga ya en su funcionamiento con tráfico.

Si tomamos las propiedades geométricas de la viga de acero, calculadas en la memoria de cálculo, usando los valores de $x = 15,70 \text{ m}$ (pg. 20), ya que la viga tiene variaciones en su longitud.

$$\begin{aligned} S_{bot} &= 70.394,00 \text{ cm}^3 && \text{Tomado memoria de cálculo de superestructura} \\ S_{top} &= 51.979,10 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Los esfuerzos máximos debido al peso propio, en etapa de montaje serán:

$$\begin{aligned} f_{bot} DC &= 129,2 \text{ kg/cm}^2 \\ f_{top} DC &= 175,0 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Si consideramos la afectación de los factores de carga tendremos:

$$\begin{aligned} \gamma DC &= 1,25 \text{ Factor de carga muerta para etapa constructiva.} \\ f_{ubot} &= 161,5 \text{ kg/cm}^2 \\ f_{utop} &= 218,7 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Si consideramos que las vigas tienen una fluencia de:

$$F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$$

Podemos concluir que pese a la inversión de esfuerzos, estos no son de consideración en la etapa de montaje de las vigas.

Por lo anterior no existe problema alguno con la viga en sí, en la etapa de montaje.

4.- DISEÑO DE LAS OBRAS FALSAS.

Para el esquema estructural planteado en el gráfico de arriba, estimaremos en forma aproximada la carga vertical a la que estará sometida la estructura que servirá de obra falsa.

$$\begin{aligned} P_{dcv} &= 0,562 \times 18,00 = 10,107 \text{ t} && \text{Peso voladizo:} \\ P_{dct} &= 0,562 \times 9,00 = 5,0535 \text{ t} && \text{Peso del tramo (la mitad)} \\ P_{DC} &= && 15,1605 \text{ t} && \text{Peso total en un tubo de obra falsa. (aproximado)} \end{aligned}$$

Si bien en las cabezas de los tubos se deben colocar rodillos, que en realidad son apoyos móviles, siempre se contará con una componente horizontal por fricción durante el movimiento de las vigas.

Por esta razón se deben tener cables de retención para el sentido longitudinal, lo más cercanos a la cabeza del tubo, para que puedan los cables absorber los efectos de las posibles fuerzas longitudinales que se puedan provocar en el apoyo temporal.

En el sentido transversal, si consideramos que tenemos un apoyo de tubo bajo cada viga, se podrá arriostrar transversalmente entre estos formando una especie de pórtico, por lo que los efectos de pandeo no son críticos en esta dirección.

Para efectos del diseño del tubo del apoyo temporal, en el sentido longitudinal lo consideraremos como una columna doblemente articulada, aunque en la parte inferior se puede tener un semiempotramiento a través de pernos de anclaje.

Diseñar una columna de acero armada, biarticulada en sus apoyos, de sección circular, de la longitud y cargas mostradas, aplicando las especificaciones del AISC. Chequear solo pandeo flexional y pandeo local. APLICAR ÚNICAMENTE MÉTODO AISC

Debemos ahora estimar la altura aproximada del tubo, considerando las cotas del plano de implantación.

Ninf. =	4,00 m	Nivel inferior del tubo. (aproximado)
Nsup. =	12,50 m	Nivel superior del tubo.
		El nivel superior estará por encima de la rasante a menos que no se construya las pantallas frontales de los estribos para tratar de hacer el lanzamiento casi al nivel de su apoyo definitivo
L =	8,50 m	Altura de la columna

Diseñaremos una columna de acero armada, biarticulada en sus apoyos, de sección circular, de la longitud indicada, con las cargas estimadas, aplicando las provisiones del AISC. Chequear solo pandeo flexional y pandeo local. Aplicaremos el método LRFD

DATOS:

CARGAS

PD =	15,161 t	Carga axial muerta
PL =	0,000 t	Carga axial viva

COMBINACIÓN:

La que de mayores solicitaciones últimas

MATERIAL

ASTM A-36

Fy =	36,0 ksi =	2.530,8 kg/cm ²
Fu =	48,0 ksi =	3.374,4 kg/cm ²
E =	29.000,0 ksi =	2.038.700 kg/cm ²
G =	11.153,8 ksi =	784.115 kg/cm ²

GEOMETRÍA

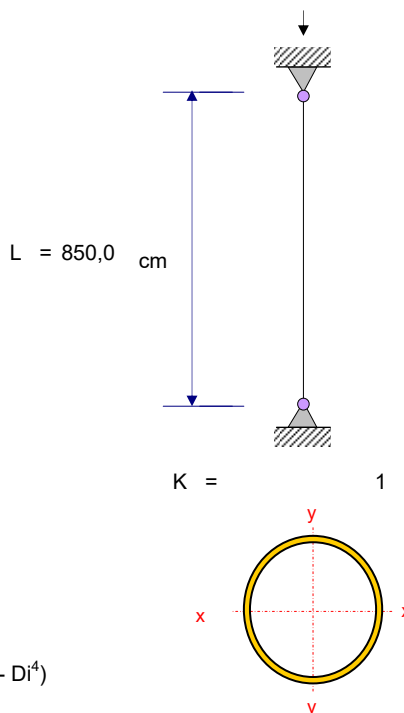
Perfil: TUBO CIRCULAR **No se usará las Tablas del AISC**

Di =	? cm	Diámetro interior
t =	0,8 cm	Adoptar
De =	Di + 2t	Diámetro exterior

$$Ag = \frac{\pi}{4} (De^2 - Di^2) \quad I = \frac{\pi}{64} (De^4 - Di^4)$$

$$r = \sqrt{I/A}$$

$$L = 850,00 \text{ cm}$$



PARA PANDEO FLEXIONAL Hacer prediseño adoptando inicialmente:

$$KL/r = 75 \text{ Asumido inicialmente para prediseño}$$

$$Ag = Pu/\phi_c F_{cr} \quad \phi_c = 0,9$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$$

$$F_{cr} = \left[0,658^{(F_y/F_e)} \right] F_y \quad \text{Ec. E3-2}$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad \text{Ec. E3-3}$$

$$4,71 \sqrt{E/F_y} \quad \text{Limite de esbeltez para uso de ecuaciones}$$

PARA PANDEO LOCAL

Determinar la relación de esbeltez límite, λ_r , de la pared de la Especific. AISC, tabla B4.1b, caso 9

RESISTENCIA NOMINAL Y DE DISEÑO

$$P_n = F_{cr} Ag$$

$$P_r = \phi_c P_n \text{ Comparar con } P_u.$$

RESOLUCIÓN

CARGA REQUERIDA

$$P_u = 1,200 \times 15,16 + 1,600 \times 0,00 \quad \text{COMBINACIÓN 2}$$

$$P_u = 18,193 \text{ t}$$

PREDISEÑO:

$$4,71 \sqrt{E/F_y} = 134$$

$$KL/r = 75 < 134 \quad \text{Usar Ec.: E3-2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = 3.577,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = \left[0,658^{(F_y/F_e)} \right] F_y = 1.882,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_g = \frac{18.192,6}{0,9 \times 1.882,1} = 10,74 \text{ cm}^2 \quad \text{Requerido}$$

$$A_g = \frac{\pi}{4} (D_e^2 - D_i^2) = \frac{\pi}{4} ((D_i + 2t)^2 - D_i^2)$$

$$A_g = \pi (D_i t + t^2)$$

$$D_i = ((A_g/\pi) - t^2)/t \quad \text{Diámetro interior} \quad t = 0,80 \text{ cm}$$

$$D_i = 3,47 \text{ cm} = 4,0 \text{ cm}$$

$$D_i = 33,40 \text{ cm} \quad \text{Adoptado por efectos de la esbeltez del miembro.}$$

$$D_e = 35,00 \text{ cm}$$

$$A_g = 85,95 \text{ cm}^2$$

$$I = 12.573,78 \text{ cm}^4 \quad \text{Para ejes x e y}$$

$$r = 12,09 \text{ cm} \quad \text{Para ejes x e y}$$

$$D/t = 43,75 = \lambda$$

Relación ancho/espesor límite Tabla B4,1b, caso 9

$$\lambda_r = 0,11 = \frac{E}{F_y} \quad 0,11 \frac{2.038.700}{2.530,8} = 88,611$$

Pared

$$\lambda = D/t = 43,75 \quad \lambda < \lambda_r \quad \text{Elemento no esbelto}$$

$$A_e = A_g \quad \text{No hay reducción de área}$$

Esfuerzo crítico F_{cr}

$$K = 1$$

$$KL/r = 70,28$$

$$4,71 \sqrt{E/F_y} = 133,7 \quad \text{Usar Ec.: E3-2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 \times 2.038.700}{70,28^2} = 4.073,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = \left[0,658^{(F_y/F_e)} \right] F_y = 1.951,4 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia de compresión disponible

$$P_n = F_{cr} A_e = 1.951,4 \times 85,95 = 167.726,9 \text{ kg}$$

$$P_r = \phi_c P_n \quad \phi = 0,9$$

$$P_r = 150,954 \text{ t} > P_u = 18,2 \text{ t}$$

El tubo tiene suficiente capacidad para soportar las cargas verticales y podría tomar efectos de flexión si se presentaran.

5.- DISEÑO DE LA PLACA BASE

A pesar de las seguridades que puedan dar los arriostramientos de la columna, consideraremos que una pequeña carga horizontal se transmite a la cimentación desde el nivel superior de la columna.

$$\begin{aligned}
 H &= 2\% \text{ PDC} \\
 H &= 0,36 \text{ t} \\
 M &= 0,36 \times 8,50 = 3,09 \text{ tm} \\
 Mu &= 1,25 \times 3,09 = 3,87 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

Diseñaremos la placa base de una columna, para el tubo que tiene carga axial y momento en la base. Los datos se muestran a continuación. La placa deberá ser perimetralmente más grande que el perfil al menos en el valor de **g**, y se asienta sobre un pedestal de hormigón que será al menos el valor de **ad** (adicional) por lado más que la placa base.

Cargas:

$$\begin{aligned}
 Pu &= 18,19 \text{ t} \\
 Mu &= 3,87 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

Hormigón:

$$\begin{aligned}
 f'c &= 180,0 \text{ kg/cm}^2 \\
 Fp &= 0,85f'c \sqrt{A_2/A_1} \\
 \phi_c &= 0,65 \\
 Rpr &= \phi_c Fp \\
 Rpr &= \text{Esfuerzo máx. aplastamiento concreto}
 \end{aligned}$$

Perfil:

$$\begin{aligned}
 \text{Perfil:} & \quad \text{Tubo} \\
 bf &= De = 35,0 \text{ cm} & \text{Ancho patines perfil} \\
 d &= De = 35,0 \text{ cm} & \text{Altura total perfil}
 \end{aligned}$$

Geometría:

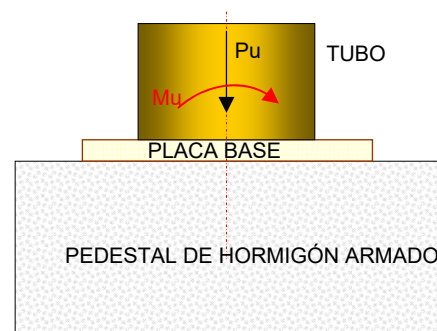
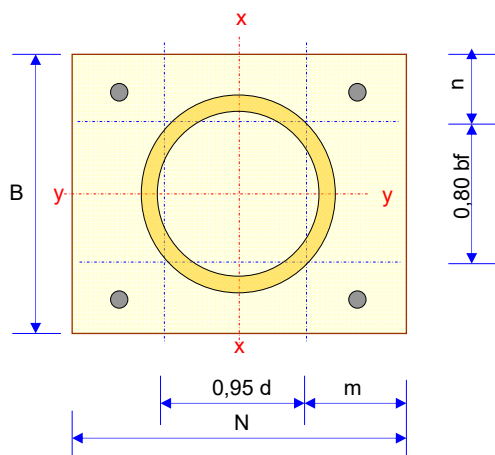
$$\begin{aligned}
 g &= 7,50 \text{ cm} & \text{Ancho mínimo adicional al perfil.} \\
 ad &= 7,50 \text{ cm} & \text{Ancho mín. adicional a placa, para el pedestal}
 \end{aligned}$$

PLACA

$$\begin{aligned}
 \left\{ \begin{array}{l} B \\ N \end{array} \right. &= \left\{ \begin{array}{l} bf + 2g \\ d + 2g \end{array} \right. \\
 A1 &= BN & \text{Área de la placa base} \\
 A2 &= bh & \text{Área del pedestal} \\
 I &= B N^3 / 12 & \text{Inercia placa base}
 \end{aligned}$$

PEDESTAL

$$\left\{ \begin{array}{l} b \\ h \end{array} \right. = \left\{ \begin{array}{l} B + 2ad \\ N + 2ad \end{array} \right.$$



Esfuerzo en el concreto (bajo placa base)

$$w = \frac{Pu}{A1} \pm \frac{Mu c}{I} \text{ kg/cm}^2$$

Espesor de placa base

$$\begin{aligned}
 t &\geq \sqrt{\frac{6 Mu(m)}{\phi_b Fy}} & \phi_b &= 0,9 & Fy &= 2.520,0 \text{ kg/cm}^2 & Mu(m)x &= \frac{m^2}{6} [q1 + 2q2] & \text{Momento voladizo m}
 \end{aligned}$$

RESOLUCIÓN

DIMENSIONADO DE PLACA BASE

$$\begin{aligned}
 B &= bf + 2g = 35,0 + 15,0 = 50,0 \text{ cm} \\
 N &= d + 2g = 35,0 + 15,0 = 50,0 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$A1 = B N = 50,0 \times 50,0 = 2.500,0 \text{ cm}^2$$

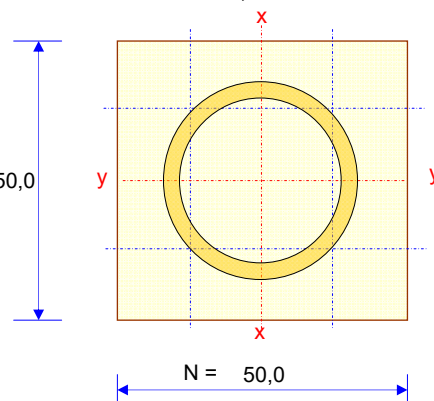
$$c = 25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{50,0 \times 50,0^3}{12} = 520.833,3 \text{ cm}^4$$

$$B = 50,0$$

CARGAS

$$\begin{aligned}
 Pu &= 18.192,6 \text{ kg} \\
 Mu &= 386.593 \text{ kg-cm}
 \end{aligned}$$

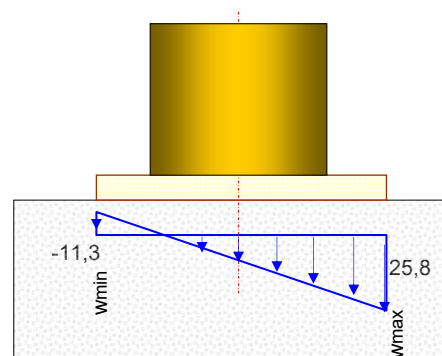


ESFUERZOS EN LA PLACA BASE

$$w = \frac{P_u}{A_1} \pm \frac{M_u c}{I}$$

$$w = \frac{18.192,6}{2.500,0} \pm \frac{386.593 \times 25}{520.833,3}$$

$$w = 7,3 \pm 18,6 = \begin{matrix} 25,8 \text{ kg/cm}^2 \\ -11,3 \text{ kg/cm}^2 \end{matrix}$$

**DIMENSIONES DEL PEDESTAL**

$$b = 50,00 + 2 \times 7,5 = 65 \text{ cm}$$

$$h = 50,00 + 2 \times 7,5 = 65 \text{ cm}$$

$$A_2 = 4.225,0 \text{ cm}^2 \quad \sqrt{A_2/A_1} = 1,30$$

$$f'_c = \text{Esfuerzo de rotura del concreto}$$

$$F_p = 0,85 f'_c \sqrt{A_2/A_1} = 198,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi_c = 0,65$$

$$R_{pr} = \phi_c F_p = 129,3 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Esfuerzo máx. aplastamiento en concreto}$$

$$w_{max} \leq R_{pr} \quad \therefore 25,8 \leq 129,3 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Bien}$$

LONGITUD DEL VOLADIZO

$$m = [N - 0,95d] / 2 = [50,0 - 0,95 \times 35,0] / 2 = 8,38 \text{ cm}$$

CARGA Y MOMENTO EN EL VOLADIZO DE LA PLACA

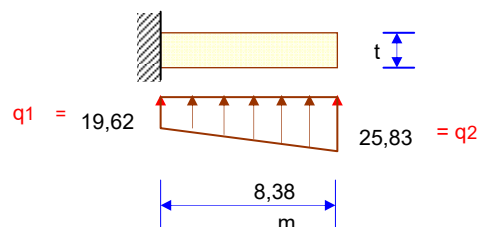
Tomamos una faja unitaria de : 1,0 cm

$$q_{max} = 25,83 \times 1,0 = 25,83 \text{ kg/cm}$$

$$q_{min} = -11,28 \times 1,0 = -11,28 \text{ kg/cm}$$

$$q_2 = 25,83 \text{ kg/cm} \quad (q_{m\acute{a}x})$$

$$q_1 = 19,62 \text{ kg/cm}$$



$$M_{u(m)x} = \frac{m^2}{6} [q_1 + 2q_2] = \frac{8,38^2}{6} [19,62 + 2 \times 25,83] = 833,32 \text{ kg-cm}$$

CÁLCULO DEL ESPESOR DE LA PLACA

$$\phi_b = 0,90$$

$$b = 1,0 \text{ cm}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{6 M_u}{\phi_b F_y}}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{6 \times 833,32}{0,90 \times 2.520,0}} \geq 1,48 \text{ cm}$$

$$t = 2,00 \text{ cm} \quad \text{adoptado}$$

VERIFICACIÓN DE ESPESOR EN LA OTRA DIRECCIÓN

Para la otra dirección haremos con un promedio de los esfuerzos en la placa base.

$$f = \left[25,83 + (-11,3) \right] / 2 = 7,28 \text{ kg/cm}^2$$

Tomamos una faja unitaria de : 1 cm

$$q = 7,28 \times 1,0 = 7,28 \text{ kg/cm}$$

$$n = [B - 0,80bf] / 2 = \left[50,00 - 0,80 \times 35,0 \right] / 2 = 11,00 \text{ cm}$$

$$M_{uy} = 7,28 \times 11,0^2 / 2 = 440,3 \text{ kg-cm} < M_{ux}$$

CHEQUEO DE LA RESISTENCIA DE PLACA

$$M_y = F_y b t^2 / 6$$

$$b = 1,0 \text{ cm}$$

$$M_y = 1.680,0 \text{ kg cm}$$

$$M_r = \phi_b M_y$$

$$M_r = 1.512,0 \text{ kg cm}$$

$$M_r > M_u \quad \therefore \quad 1.512,0 > 833,32 \text{ kg-cm}$$

5.- DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

Tratándose de una cimentación provisional, se usará un dado de hormigón ciclópeo.

El problema es determinar la resistencia del suelo al nivel en donde se ubiquen las cimentaciones.

Tratándose de un nivel superficial asumiremos una capacidad del suelo baja.

$$q_n = 25,00 \text{ t/m}^2 \quad \text{Resistencia nominal del suelo}$$

$$\phi_b = 0,45 \quad \text{Factor de resistencia, para el Estado Límite Resistencia I.}$$

$$q_r = 11,25 \text{ t/m}^2 \quad \text{Resistencia de diseño (admisible)}$$

$$P_u = 1,25 \times 15,1605 = 18,951 \text{ t}$$

$$A_r = \text{Área requerida de cimentación}$$

$$A_r = P_u / q_r = 1,6845 \text{ m}^2$$

$$a = b = 1,30 \text{ m}$$

Se podrá usar un cimiento cuadrado de:

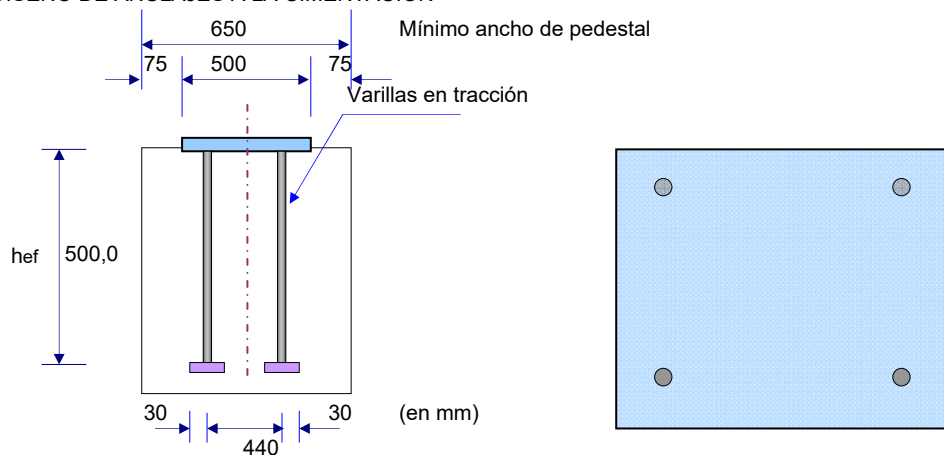
$$a = 1,50 \text{ m}$$

$$b = 1,50 \text{ m}$$

$$h = 1,00 \text{ m}$$

$$V = 2,25 \text{ m}^3 \quad \text{Hormigón ciclopeo}$$

6.- DISEÑO DE ANCLAJES A LA CIMENTACIÓN



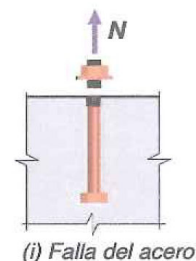
6.1 RESISTENCIA TRACCIÓN (POR FLEXIÓN) EN BARRAS DE ANCLAJE, N_{sa}

$$N_{sa} = A_{sa} N_{futa} \quad \text{Ec. 17.7.1.2a ACI 318-19}$$

$$S_v = 0,440 \text{ m} \quad \text{Brazo para el par de fuerzas (asumido distancia entre anclajes)}$$

$$N_{ua} = 8,786 \text{ t} \quad \text{Fuerza en los anclajes } N_u = M_u / S_v$$

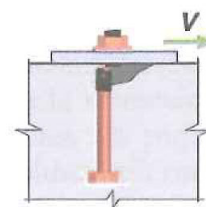
da	=	18 mm	Díámetro. Usamos varillas corrugadas de acero de refuerzo
Nb	=	2	Número de varillas
Asa,N	=	2,54 cm ²	Área de la varilla
Fy	=	4.200 kg/cm ²	
futa	=	1,9Fya < 8.761,40 kg/cm ²	
futa	=	7.980 kg/cm ²	
Nsa	=	40,61 t	Resistencia nominal de tracción
φt	=	0,75	Factor de resistencia a tracción
			Tabla 17.5.3(a) ACI 318-19
φt Nsa	=	30,5 t	Resistencia nominal factorada
φt Nsa >		Nua Bien	
Nua/φNn=		8,8 / 30,5 =	0,288



6.2 RESISTENCIA DEL ACERO DE ANCLAJE A CORTANTE.

$$V_{sa} = A_{se,V} f_{uta} \quad \text{Ec. 17.7.1.2a ACI 318-19}$$

V = H =	0,364 t	Tomaremos como fuerza horizontal, la que provoca el momento en la base
Vua	= 1,750 x 0,364 =	0,637 t
Ase,V	= 2,54 cm ²	Área de la varilla
Nb	= 4 <	Número de secciones de varillas ancladas o pernos
Fy	= 4.200 kg/cm ²	
futa	= 1,9Fya < 8.761,40 kg/cm ²	
futa	= 7.980 kg/cm ²	
Vsa	= 81,23 t	
φv	= 0,65	Factor de resistencia a corte
		Tabla 17.5.3 ACI 318-19
φv Vn	= 52,8 t	
φv Vn >		Vu Bien
Vua/φVn =	0,637 / 52,8	0,012



6.3 RESISTENCIA DEL ACERO DE ANCLAJE A TRACCIÓN Y CORTE.-ESFUERZOS COMBINADOS

$$\frac{N_{ua}}{fN_n} + \frac{V_{ua}}{fV_n} \leq 1,2$$

Ec. 17.8.3 ACI 319-19

$$0,288 + 0,012 = 0,301 \leq 1,2 \quad \text{Bien}$$

6.4 SOLDADURA BARRAS DE ANCLAJE A PLACA BASE

Tamaño de filete: 10 mm

No de filetes 1

Resistencia del filete:

$$\phi_e2 = 0,80$$

Factor de resistencia a corte Art. 6.5.4.2
AASHTO 2020.- corte en el área efectiva

$$F_{exx} = 5.600,0 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del electrodo E80

$$R_r = 0,6 \phi_e2 F_{exx}$$

Ec. 6.13.3.2.4-1 AASHTO 2020

$$R_r = 2.688,0 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia de la suelda para 1mm de filete:

$$q_r = 190,1 \text{ kg/cm}$$

Resistencia de la suelda para todo el filete:

$$q_r = 1900,7 \text{ kg/cm}$$

$$L_w = 6,7 \text{ cm} \quad \text{Longitud soldadura}$$

Carga resistente de la soldadura para una barra:

$$N_{uwb} = 12.738,6 \text{ kg} \quad \text{Por una barra}$$



Chequeo a tracción:

$$N_{uw} = 25,5 \text{ t}$$

$$N_{uw} > N_{ua} \quad \text{Bien}$$

Chequeo a corte

$$V_{uw} = 51,0 \text{ t} \quad \text{Por cuatro varillas}$$

$$V_{uw} > V_{ua} \quad \text{Bien}$$

6.5 RESISTENCIA A LA EXTRACCIÓN POR DESLIZAMIENTO, N_{pn} .

Art. 17.6.3 ACI 318-19

$$N_{ua} = 8,786 \text{ t}$$

$$N_b = 2 \text{ Número de varillas}$$

$$N_{pn} = \psi_{c,P} N_p$$

Art. 17.6.3.1 ACI 318-19

$$\psi_{c,P} = 1,4 \text{ Para zona de anclaje sin fisuración Art. 16.6.3.3}$$

$$N_p = 8 A_{brg} f'_c \quad \text{Pernos y tornillos con cabeza preinstalados}$$

Ec. 17.6.3.2.2a ACI 318-19

$$N_p = 0,9 f'_c e_h d_a \quad \text{Para tornillos tipo J o L}$$

Ec. 17.6.3.2.2a ACI 318-19

$$3d_a \leq e_h \leq 4,5 d_a \quad \begin{array}{l} e_h \text{- distancia desde la superficie interna del fuste de un perno en forma de J o L en mm} \\ d_a \text{- diámetro exterior del anclaje.} \end{array}$$

A_{brg} - área neta de apoyo de la cabeza de un perno o tornillo

Usaremos placas en la cabeza de las varillas de anclaje.

$$a = 6,00 \text{ cm}$$

$$b = 6,00 \text{ cm}$$

$$t = 1,00 \text{ cm}$$

$$A_{brg} = 36,00 \text{ cm}^2$$

$$f'_c = 180,0 \text{ kg/cm}^2$$

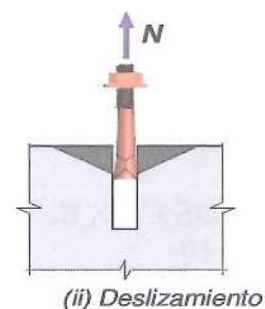
$$N_p = 51.840,0 \text{ kg.}$$

$$\phi_s = 0,70 \quad \text{Factor de resistencia a corte}$$

Tabla 17.5.3(c) ACI 318-19

$$\phi N_p = 72,576 \text{ t.} \quad \text{Resistencia nominal factorada}$$

$$\phi N_p > N_{ua}$$



Se podrá sustituir las placas de anclaje, con un adecuado gancho de la varilla.

$$\text{Usar 4 varillas de: } \phi = 18 \text{ mm}$$

Si se decide, no soldar la varilla a la placa base y se usa rosca con tuercas, la varilla deberá tener un diámetro superior (25 mm), para que roscada quede en los 18 mm estimada en el cálculo

7.- RESUMEN DE MATERIALES

ACERO ESTRUCTURAL ASTM A36

$$\text{Peso tubos} = 67,47 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso total tubos} = 67,47 \times 8,50 \times 8 = 4.588,2 \text{ kg}$$

$$\text{Arriostramientos:} = 750,0 \text{ kg}$$

$$\text{Placa base:} = 39,25 \times 8 = 314 \text{ kg}$$

$$\text{Anclajes} = 150 \text{ kg}$$

$$\text{TOTAL} = 5.802,2 \text{ kg.}$$

HORMIGÓN CICLÓPEO y VOLUMEN DE EXCAVACIÓN

$$V_t = 2,25 \times 8 = 18,0 \text{ m}^3$$

El acero estructural es recuperable y debe ser considerado su costo solo como equipo. El hormigón quedará en el fondo del cauce.

De no usarse bases de cimentación, podrá hincarse el pilote hasta que se tenga la resistencia que permita realizar el montaje.

