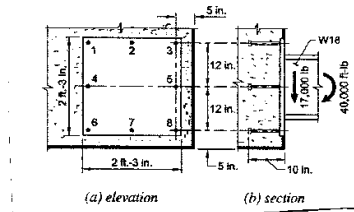


⑥ Ejemplo de anclajes mecánicos instalados solicitados por corte y momento simultáneos.

se puede verificar la conexión mostrada

la viga W18x97 está soldada a una plancha de acero.



Datos

Solicitaciones (reacciones de la viga de acero):

$M_u = 5930 \text{ myf}$
 $V_u = 7710 \text{ yf}$

W18x97
 $d = 18.59 \text{ plg}$, $t_w = 0.535 \text{ plg}$
 $b_f = 11.145 \text{ plg}$, $t_f = 0.870 \text{ plg}$

Plancha de acero

Dimensiones $27 \times 27 \times 1.5 \text{ plg}$ ($685.8 \times 685.8 \times 38.1 \text{ mm}$)
 Acero A36 $F_y = 2530 \text{ yf/cm}^2$

Concreto

Concreto de agredado de peso normal, $\lambda_a = 1.0$
 $F_c = 350 \text{ yf/cm}^2$
 Anchura de la viga de concreto, $b = 20 \text{ plg}$ ($\approx 50 \text{ cm}$)
 se detalla acero de refuerzo suplementario para resistir las solicitaciones de la conexión

Anclajes

Anclajes ASTM A29
 $F_y = 3590 \text{ yf/cm}^2$
 $F_{uta} = 4570 \text{ yf/cm}^2$
 $F_{uta} < 1.9 F_y$

Anclajes de $5/8 \text{ plg}$ de diámetro soldados a la plancha
 El espesor, t_{ns} , de la cabeza hexagonal es de $5/16 \text{ plg}$ (0.79 cm)
 Longitud del anclaje, $L_e = 8.5 \text{ plg}$ (21.60 cm)

Como se aprecia en la figura de la página anterior, la separación de los anclajes, en ambas direcciones es $s = 12 \text{ plg (30.5 cm)}$

Distancia a los bordes, $C_{a1} = 5 \text{ plg (12.7 cm)}$
 $C_{a2} = 5 \text{ plg (12.7 cm)}$

SOLUCIÓN

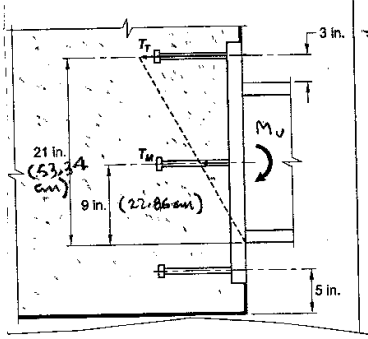
1. Criterios de proyecto

Hipótesis

- a) La resaca en los anclajes es proporcional a la distancia desde el ala comprimida de la viga de acero.
- b) La fuerza de compresión en la conexión es resistida por el concreto localizado en el ala comprimida del perfil de acero. Si bien el resultado de compresión es concéntrica al ala de acero, conservadoramente se calculará con la distancia tomada al borde inferior del ala comprimida, como se muestra en el siguiente esquema orbitalicio

c) La plancha de acero es infinitamente rígida

d) Las solicitaciones en la conexión se transmiten a través de la plancha de acero a cada uno de los anclajes, individualmente



$= a$, de la pg 2/12

e) Los anclajes son estándar en Tipo, dimensiones y profundidad de anclaje.

f) El concreto está fisurado. Se ha colocado acero de refuerzo suplementario para controlar la anchura de los fisuras. No aplican las disposiciones del Art 17.7

Acción de grupo

según la tabla de la subsección 18.2.1.1, para la rotura del concreto en tracción, la separación crítica entre los anclajes es de $3h_{ef}$, con

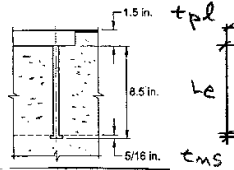
$$h_{ef} = L_e - t_{ns} + t_{pl} - \text{reducción por efecto de soldadura}$$

En este punto retomará la reducción por soldadura como $3/16 \text{ in}$ ($\approx 5 \text{ mm}$)

Entonces, según la figura

$$h_{ef} = 21.6 - 0.79 + 3.81 - 0.5$$

$$h_{ef} = 24.12 \text{ cm} \approx 24 \text{ cm}$$



Como $s = 12 \text{ in}$ (30.5 cm) $< 3h_{ef} = 72 \text{ cm}$ se considera el efecto de grupo en los anclajes

Solicitaciones

Para el cálculo de los esfuerzos en los anclajes, se adopta, conservadoramente, el método que se especifica en la figura de la página 2/12

$$\text{con } M_u = 5530 \text{ myf} = 553000 \text{ cmkf}$$

$$T_T = T_1 = T_2 = T_3 \quad \text{ver Figura página 1/12}$$

$$T_M = T_4 = T_5$$

Tomando momentos en el ala comprimida del W18 x 97,

$$\sum M = 0 \Rightarrow 53.34 (3T_T) + 22.86 (2T_M) - 553000 = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\Delta T}{\Delta M} = \frac{53.34}{22.86} = 2.33, \quad \text{antes por elasticidad} \quad T_T = 2.33 T_M$$

reemplazando en (1)

$$53.34 \times 3 \times 2.33 T_M + 22.86 \times 2 T_M = 553000 = 0$$

desarrollando $372.85 T_M + 45.72 T_M = 553000 \text{ cmkf}$

despejando

$$T_M = 1321.16 \text{ kgf} = T_4 = T_5$$

$$T_T = 3078.30 \text{ kgf} = T_1 = T_2 = T_3$$

$$N_{ua} = 3T_T + 2T_M = 11878.22 \text{ kgf} \text{ en tracción}$$

↑ ↑
————— pesos en cada fila, ver pag 1/12

Verificación de que la placa permanezca elástica

$$S_x = \frac{b t_p^2}{6} ; z_x = \frac{b t_p^2}{4}$$

$$M_{elástico} = S_x F_y = \frac{68.58 \times 3.81^2}{6} 2530 = 419775 \text{ cmkgf}$$

$$M_{cara} = \sum T_T a = 3 \times 3078 \times 7.62 = 70363 \text{ cmkgf}$$

↑ 3 plg Figura pag 2/12

$M_{cara} < M_{elástico}$ Satisface la hipótesis

según la subsección 17.3.1.1 el grupo de anclajes debe satisfacer las siguientes desigualdades:

$$N_{ua,g} \leq \begin{cases} \phi N_{sa} \\ \phi N_{cbg} \\ \phi N_{pm} \end{cases} \quad V_{ua,g} \leq \begin{cases} \phi V_{sa} \\ \phi V_{cbg} \\ \phi V_{cpng} \end{cases}$$

$$\text{con } N_{ua,g} = 3T_T + 2T_M = 11878.22 \text{ kgf (tracción)}$$

$$V_{ua,g} = V_u = 3310 \text{ kgf}$$

$$\uparrow \quad \frac{N_{ua,g}}{\phi N_t} + \frac{V_{ua,g}}{\phi V_t} \leq 1.2 \quad (\text{Fam. 17.6.3})$$

Ductilidad de los anclajes

Con 20% de alargamiento en 2 plg > 14%
50% de reducción del área > 30%
Los anclajes ASTM A29 son dúctiles

Tracción

2. Capacidad a tracción del anclaje

Rotura a tracción del anclaje

$$\phi N_{sa} = \phi A_{se,N} F_{uta} \quad (17.4.1.2)$$

con $\phi = 0.75$ según 17.3.3a(1)

$$\text{con } A_{se,N} = 0.31 \text{ in}^2 (2.0 \text{ cm}^2)$$

$$\phi N_{sa} = 6855 \text{ lbf/anclaje} > N_{ua} = 3078.30 \text{ lbf en el anclaje más solicitado (Ver fig 4/12)}$$

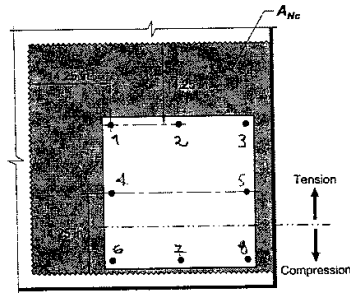
3. Capacidad del concreto a la rotura por tracción

$$\phi N_{cbg} = \phi \frac{A_{nc}}{A_{nc0}} \psi_{cs,N} \psi_{cd,N} \psi_{cn} \psi_{cp,N} N_b \quad (17.4.2.1b)$$

con $\phi = 0.75$ según 17.3.3c(1a) para la Condición A

Como se aprecia en la figura, sólo los anclajes 1 a 5 están en tracción, y serán los únicos considerados en el cálculo de A_{nc} . A_{nc0} se calculará sólo para un anclaje.

Como dos de las esquinas con anclajes en tracción están localizadas a menos de $1.5 h_{ef}$ de la esquina libre paralela a la fuerza cortante, el área de rotura por tracción es el área sombreada en la figura.



$$s = 12 \text{ in} \\ h_{ef} = 24 \text{ cm}$$

Como se ve en la figura, A_{nc} está limitada por las distancias al borde.

$$A_{nc} = (C_{a2} + S_2 + S_2 + 1.5 h_{ef}) (1.5 h_{ef} + S_1 + 1.5 h_{ef})$$

$$\left(\begin{array}{l} \text{Ver pág 2/12} \\ \text{Ver pág 2/12} \end{array} \right) S_1, S_2 = S \left(\begin{array}{l} \text{Ver pág 2/12} \\ \text{Ver pág 3/12} \end{array} \right)$$

$$A_{nc} = 11308.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{nc0} = 9s^2 = 5240.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{nc} < n A_{c0}, \text{ con } n = 5. \text{ Verifico.}$$

El factor de modificación por excentricidad, $\psi_{ec,N}$ según la fórmula (17.4.2.4) requiere calcular e'_N considerando como excentricidad la distancia entre el bancancho o centro de gravedad y la resultante de la fuerza de tracción

$$e'_N = \frac{2S_y}{5} - \frac{(T_4 + T_5)S_y}{N_{ua}}$$

$$e'_N = \frac{2 \times 30.5}{5} - \frac{(1321.16 + 1321.16) 30.5}{11877.22} = 5.41 \text{ cm}$$

Ver pág 4/12

$$\text{Entonces } \psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e'_N}{3 h_{ef}}} = 0.87$$

Des de los anclajes en tracción sólo se calcula en los bordes y como $C_{a, \min} < 1.5 h_{ef}$ $\psi_{ed,N}$ se calcula con (17.4.2.5b)

$$\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{C_{a, \min}}{1.5 h_{ef}} = 0.7 + 0.3 \frac{12.7}{1.5 \times 24} = 0.806$$

según 17.4.2.6, por fisuración y acero suplementario $\psi_{c,N} = 1.0$; $\psi_{cp,N} = 1.0$ según 17.4.2.7 anclajes preinstalados.

Por ser anclajes preinstalados, $\psi_{cp,N} = 1.0$.

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f_c} h_{ef}^{1.5} \quad (\text{Form. 17.4.2.2a})$$

$$\text{con } k_c = 10 \quad \rightarrow \quad N_b = 22539.44 \text{ kg}$$

$$\phi N_{cbg} = 0.75 \frac{11308.71}{5240.31} \cdot 0.87 \times 0.806 \times 1.0 \times 1.0 \times 22539.41$$

7/12

$$\phi N_{cbg} = 25580.85 \text{ kgf} > N_{ua,g} = 11877.22 \text{ kgf}$$

4. Capacidad por desprendimiento del concreto (pullout)

$$\phi N_{pm} = \phi \psi_{c,p} N_p \quad (17.4.3.1)$$

con $\phi = 0.75$ para la Condición A de 17.4.3 C(c)

$\psi_{c,p} = 1.0$ por sección situada en el Estado Límite de Servicio

N_p está relacionado con el tiramiento del concreto en la cabeza del anclaje más que con el desprendimiento del anclaje del concreto

$$N_p = 8 A_{brg} F_c \quad (17.4.3.4)$$

$$A_{brg} = 0.92 \text{ m}^2$$

$$\phi N_{pm} = 12519 \text{ kgf/anclaje} > N_{ua,g} = 3078.30 \text{ kgf/anclaje}$$

Verifica.

5. Capacidad por desprendimiento lateral del concreto (Side-face blowout).

según la Sección 17.4.4 esta modalidad de falla necesita ser considerada en grupos de anclajes con cabeza cuando $h_{ef} > 2.5 c_{a1}$ y cuando la separación entre anclajes es mayor de $6 c_{a1}$.

$$h_{ef} = 24 \text{ cm} \leq 2.5 \times 12.7 = 31.75 \text{ cm}$$

$$6 c_{a1} = 6 \times 12.7 = 76.2 > 5 = 30.5 \text{ cm}$$

Entonces este efecto no necesita ser considerado.

6. Fractura del concreto (Splitting failure)

La sección 17.7.2 se aplica en miembros delgados cuando se aplica tracción al anclaje y éste tiene una distancia al borde menor de $6 d_a$.

Por tanto no aplica en este caso.

Sumario de los modos de falla por tracción

Modalidad de falla	Relación $N_{u,rg} / \phi N_t$
Anclaje, $\phi N_{SA} = 6855 \text{ kgf/anclaje}$	$3078.30 / 6855 = 0.45$
Rotura del concreto, $\phi N_{cbg} = 25580.85$	$11874.25 / 25580.85 = 0.46$ controla
Después de la rotura del concreto, $\phi N_{pm} = 12519 / \text{anclaje}$	$3078.30 / 12519 = 0.25$

CORTE

F. Capacidad a corte del anclaje

Presumiblemente se verificaron la acción de grupo en colaboración de la tabla de la Subsección 17.2.1.1, para lo cual

$$3c_a > 5$$

$$3 \times 12.7 = 38.1 \text{ cm} > 30.5 \text{ cm}$$

Todos los anclajes soldados a la plancha necesitan la fuerza cortante, pero conservan de manera solamente los anclajes 1, 2, 3 lo resisten.

$$\phi V_{sa} = \phi A_{se,v} F_{uta} \quad (17.5-1.2a)$$

con $\phi = 0.65$ según 17.3.3a (ii)

$$A_{se,v} = 0.31 \text{ cm}^2 \quad (2.0 \text{ cm}^2)$$

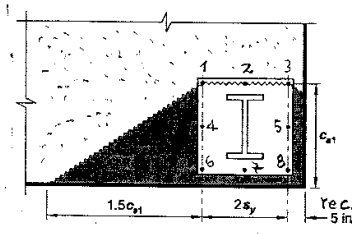
$$\phi V_{sa} = 3 (0.65) 2.0 \times 4570 = 17823 \text{ kgf} > V_{u,rg} = 7710 \text{ kgf}$$

↑
Capacidad de un anclaje

8. Rotura del concreto por corte

Como los anclajes están soldados a la plancha de acero, el corte resistido por el concreto está definido por la geometría del concreto que resulta del anclaje que está más lejos del borde en la dirección de la fuerza cortante, como se indica en la figura.

Se supone además que la rotura del concreto se inicia en la fila más alta de la configuración de anclajes y que se propaga a partir de esta fila, vertical y horizontalmente a 35° desde los bordes de los anclajes.



$$\phi V_{cbg} = \phi \left(\frac{A_{vc}}{A_{vc0}} \right) \psi_{ec,v} \psi_{ed,v} \psi_{c,v} \psi_{h,v} V_b \quad (\text{Form. 17.5.2.1b})$$

$$\phi = 0.75 \quad \text{según 17.3.3c(1c)}$$

La distancia c_{a1} se calculará en la fila de anclajes 1, 2 y 3

$$c_{a1} = 2s_y + \text{recubrimiento}$$

$$c_{a1} = 2(30.5) + 12.7 = 73.7 \text{ cm.}$$

$$\text{Entonces } A_{vc} = (1.5c_{a1} + 2s_y + c_{a2}) h_a$$

h_a = anchura de la viga, $b = 50 \text{ cm}$. Ver la Fig. R17.5.2.1b del ACI 318-14

$$c_{a2} = 12.7. \text{ Ver pag 2/12}$$

$$A_{vc} = (1.5 \times 73.7 + 2 \times 30.5 + 12.7) (50) = 9212.50 \text{ cm}^2$$

10/12

$$A_{vc0} = 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 (73.7)^2 = 24442.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{vc}/A_{vc0} = 0.377$$

Por 17.5.2.5, al no existir excentricidad, $\Psi_{ec,v} = 1.0$

Como $C_{a2} < 1.5 C_{a1}$ se aplica la fórmula (17.5.2.6b)

$$\Psi_{ed,v} = 0.7 + 0.3 \frac{C_{a2}}{1.5 C_{a1}}$$

$$\Psi_{ed,v} = 0.7 + 0.3 \frac{12.7}{1.5 \times 73.7} = 0.834$$

Por acero suplementario, según 17.5.2.7

$$\Psi_{c,v} = 1.2$$

según la subsección 17.5.2.8
como $h_a < 1.5 C_{a1}$

$$\Psi_{h,v} = \sqrt{\frac{1.5 C_{a1}}{h_a}} \geq 1.0 \quad \text{Fórmula (17.5.2.8)}$$

$$\Psi_{h,v} = \sqrt{\frac{1.5 \times 73.7}{50}} = 1.49$$

Por estar relacionados los anclajes a una placa de acero, V_b será el menor valor entre los puntos (17.5.2.2b) y (17.5.2.3)

con $L_e = h_{ef} = 24 \text{ cm}$ (Ver pag 3/12)
 $L_e \leq 8 d_a$

$$\text{fórmula } V_b = 45050.76 \text{ kg}$$

$$\phi V_{cbg} = 16732.54 \text{ kg} > V_{uag} = 7710 \text{ kg}$$

↑ capacidad del grupo de anclajes

9. Rotura del concreto por cabeceo del ondojo (pryout)

$$\phi V_{cpq} = \phi k_{cp} N_{cpq} \quad (17.5.3.1b)$$

con $\phi = 0.75$ per Condición A, Subsección 17.3.3 (c)

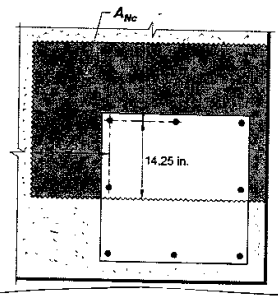
Como $h_{ef} > 6.35 \text{ cm}$
 $k_{cp} = 2.0$

N_{cpq} se calcula para los ondojos 1, 2 y 3 sujetos a resistir la fuerza cortante. Como se muestra en la figura.

N_{cpq} se toma como N_{cbg} , fórmula (17A.2.1b)

$$N_{cbg} = \frac{A_{nc}}{A_{nc0}} \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b$$

A_{nc} que es el área proyectada del concreto fallado, se aproxima a un rectángulo con bordes limitados por $1.5 h_{ef}$ en una dirección perpendicular a la fuerza cortante y el borde libre del concreto medido desde el centroide del ondojo, es decir



$$A_{nc} = (1.5 h_{ef} + 2s + C_{a2})(3 h_{ef}) = 7954.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{nc0} = 9 h_{ef}^2 = 5184 \text{ cm}^2$$

según 17A.2.4 $\psi_{ec,N} = 1.0$

según 17.4.2.5 $\psi_{ed,N} = 0.806$. Ver pag 6/12

según 17.4.2.6, pernos con y armado, $\psi_{c,N} = 1.0$

Por ser anclajes preestados, según 17.4.2.7,

$$N_b = 22530.44 \text{ kgf} \quad \psi_{cp,N} = 1.0$$

Ver pag 6/12

Finalmente

$$\phi V_{cp,g} = 41327.45 \text{ kgf} > V_{ua,g} = 2710 \text{ kgf}$$

↑ capacidad del grupo de anclajes

Resumen por corte

Modalidad de falla Relación $V_{ua,g}/\phi V_{t,c}$

Anclaje, $\phi V_{sa} = 17823 \text{ kgf}$ $2710/17823 = 0.43$

Rotura del concreto, $\phi V_{cb,g} = 16737.54$ $\frac{2710}{16737.54} = 0.46$

Rotura del concreto por
cabezas de anclajes, $\phi V_{cp,g} = 41327.45$ $\frac{2710}{41327.45} = 0.19$

No se incluyó resistencia del concreto por no ser un efecto significativo.

10. Interacción Corte - Tracción

Con las solicitaciones que controlan se verifican las condiciones de las Secciones 17.6.1 a 17.6.3

$$\frac{V_{ua}}{\phi V_{t,c}} = \frac{2710}{16737.54} = 0.46 > 0.2$$

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_{t,c}} = \frac{11877.25}{25580.85} = 0.46 > 0.2$$

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_{t,c}} + \frac{V_{ua}}{\phi V_{t,c}} = 0.46 + 0.46 = 0.92 < 1.20$$

CONCLUSIÓN

La conexión propuesta es adecuada. Verifica