

Resistencia de anclajes de barras con gancho estándar según investigaciones recientes.

Juan José Tavárez Paula¹

Resumen

En el diseño de pórticos de hormigón armado los refuerzos en vigas deben detallarse para ser capaces de desarrollar f_y en la cara del nudo, de manera que durante el sismo de diseño se fuerce a la formación de rótulas plásticas en vigas y/o columnas. Las fallas de los anclajes por arrancamiento del hormigón o por deslizamiento del refuerzo son de las principales causas de fallas prematuras en edificaciones porticadas de hormigón armado y conducen a un desempeño estructural pobre. En la actualidad, el ACI 318-19 ha realizado cambios significativos respecto de las disposiciones para el cálculo de longitudes de anclaje con gancho típicas, dadas en el acápite 25.4.3.1, sin embargo, no ha incluido modificaciones en las longitudes de anclaje con gancho en nudos de pórticos especiales, las cuales están basadas en las longitudes de anclaje con gancho típicas, incluyendo un factor de sobrerresistencia del refuerzo de 1.25 y un factor de 1.1 para considerar las inversiones de carga.

Palabras clave

Anclaje — Agrietamiento — Arrancamiento — Código — Columnas — Confinamiento — Concreto — Cortante — Desarrollo — Descascaramiento — Diseño — Epóxico — Estribos — Gancho — Pórticos — Recubrimiento — Sismorresistente — Transversal — Vigas

¹ Area de revisión técnica estructural, Oficina Central de Tramitación de Planos, Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones. Santo Domingo, República Dominicana.

Índice

Introducción	1
1 Disposiciones del ACI 318-14	1
2 Nuevos ensayos de anclajes	2
2.1 Efecto de f'_c	2
2.2 Efecto del dobléz	2
2.3 Efecto del recubrimiento	2
2.4 Efecto de la orientación de los estribos	2
3 Efecto de la proximidad de los anclajes	3
3.1 Modos de falla observados	3
4 Nuevas provisiones en el ACI 318-19	3
5 Provisiones sísmicas para anclajes	4
6 Conclusiones	5
7 Ejemplo de aplicación	5

Introducción

Los niveles de ductilidad asumidos intrínsecamente en los coeficientes de modificación de respuesta estructural (R) excluyen por definición tipos de falla que precedan el desarrollo de la capacidad a flexión de las vigas y columnas. Para evitar tipos de falla no deseados es necesario que el diseñador efectúe un detallado de planos de conformidad con todos los

requisitos mínimos del sistema estructural que ha utilizado y deberá garantizar que los empalmes y anclajes del refuerzo no dominarán el comportamiento no lineal de la estructura.

Por experimentación se sabe que si no se proporciona suficiente recubrimiento y/o refuerzo transversal suplementario en el nudo, el anclaje con gancho estándar puede fallar antes de desarrollar f_y en la sección crítica. Existen diversas formas de anclar el refuerzo longitudinal de vigas en nudos viga-columna, que abarcan: ganchos estándar a 90° y a 180° , y refuerzo transversal en el nudo paralelo y perpendicular a la porción recta de la barra que se está desarrollando.

1. Disposiciones del ACI 318-14

Las provisiones dadas en el ACI 318-14 sobre el comportamiento de anclajes están basadas en ciertas suposiciones, tales como: que los ganchos a 90° y a 180° producen resistencias similares y que el refuerzo transversal orientado paralelo a la porción recta de la barra produce un confinamiento similar al que provee el refuerzo transversal orientado perpendicular a la porción recta de la barra.

Estas provisiones están basadas en 38 ensayos realizados por Marques y Jirsa (1975) y Pinc et al. (1977) en especímenes construidos con barras grado 60 de $7/8''$, $1-1/8''$ y $1-3/8''$ de diámetro, ganchos estándar, y resistencias de concreto en la junta que varían desde 3600psi (250kgf/cm^2) a 5400psi (380kgf/cm^2). Marques y Jirsa observaron que el recubrimien-

to del concreto tiene efectos considerables en el deslizamiento y esfuerzo en la barra en el momento de la falla, sin embargo indicaron que cuando el recubrimiento es mayor a 6.5cm (2.5pulg), no se produce un incremento en la resistencia del anclaje. En función de esto, en la tabla 25.4.3.2 se hace referencia al valor del factor de recubrimiento ψ_c . Ninguno de estos especímenes tenía refuerzo transversal colocado perpendicular a la porción recta de la barra que se está desarrollando. Esto en particular no representa un mayor inconveniente, ya que en las juntas viga-columna de pórticos intermedios y especiales, el refuerzo transversal que se continúa a través de la junta es el de la columna, lo que hace que el refuerzo transversal quede paralelo a la porción recta de las barras ancladas.

2. Nuevos ensayos de anclajes

En las conclusiones de Sperry et al. (2018), además de los ensayos realizados por Marques y Jirsa (1975) y Pinc et al. (1977), se tomaron en consideración resultados específicos de pruebas realizadas por Hamad et al. (1993) (24 ensayos para considerar el uso de epóxico), Ramírez y Russell (2008) y Lee y Park (2010).

Sperry et al. (2015a,b; 2017a,b) muestran en sus estudios resultados adicionales que se usaron para confirmar o rectificar las conclusiones de los estudios anteriores realizados por Marques y Jirsa (1975) y Pinc et al. (1977). La cantidad de especímenes ensayados en los estudios de Sperry et al. (2015a,b; 2017a,b) fue mucho más numerosa y variada (337 especímenes de juntas viga-columna) que en ensayos anteriores: la resistencia del hormigón varía de 4300psi a 16,500psi (300kgf/cm² a 1160kgf/cm²); se usaron anclajes con 90° y 180°; se usaron recubrimientos que varían entre 2.5pulg y 3.5pulg (6.5cm a 9.0cm); se usó refuerzo transversal tanto paralelo como perpendicular a la porción recta de la barra y se usaron distintas cantidades de refuerzo transversal de confinamiento.

Es muy importante indicar al lector que todos los especímenes incluidos en el estudio realizado por Sperry et al. (2015a,b; 2017a,b) contienen solo dos barras longitudinales en la parte superior de la viga, y que dado el dimensionamiento de las columnas, las barras ancladas tienen un espaciamiento considerable entre sí, por lo que puede inferirse que la falla de estos anclajes no estaría dominada en ningún caso por condiciones de proximidad de los anclajes.

2.1 Efecto de f'_c

Uno de los hallazgos más interesantes del estudio de Sperry et al. (2018), basado en 166 especímenes de los estudios de Sperry et al. (2015a,b; 2017a,b), consiste en que la resistencia de un anclaje es más bien proporcional a la potencia 0.25-0.29 (aproximadamente raíz cuarta) de la resistencia del concreto f'_c . En las provisiones del ACI 318-14, la resistencia del anclaje es proporcional a la potencia 0.5 (o la raíz cuadrada) de f'_c , lo que produce una sobreestimación del efecto de la resistencia del hormigón en la resistencia del anclaje. Esta potencia de 0.25 para el valor de f'_c representa

más apropiadamente el efecto de la resistencia del concreto en anclajes con gancho y con cabeza. En las conclusiones de este documento, veremos que la ecuación ha mantenido el término $\sqrt{f'_c}$, sin embargo, para tomar en cuenta este descubrimiento, se ha hecho una modificación a la ecuación para incluir el factor de resistencia del concreto ψ_c , el cual toma en cuenta el efecto de la resistencia del hormigón en el anclaje, sobre todo para hormigones de alta resistencia.

2.2 Efecto del doblez

Sperry et al. (2018) también demostraron que cuando se colocan estribos cerrados de confinamiento *paralelos* a la porción recta de la barra, la resistencia del anclaje es similar para anclajes con ganchos a 90° y a 180°. Esto representa un cambio significativo a las provisiones del ACI 318-14, en las cuales no se contemplaba un aumento en la resistencia de anclajes con ganchos a 180° cuando se colocan estribos cerrados de confinamiento paralelos a la porción recta de la barra.

Adicionalmente, según los resultados de los ensayos, las resistencias obtenidas usando ganchos a 180° o a 90° no son significativamente distintas entre sí, por lo que se considerará que los ganchos a 180° y a 90° producen resistencias similares bajo las mismas condiciones de anclaje.

2.3 Efecto del recubrimiento

De los gráficos de la “Carga Normalizada de Falla (T_n)” vs. “Longitud Embebida (l_{eh})” desarrollados por Sperry et al. (2018) se deduce que tanto la longitud embebida del anclaje dentro del nudo como la cantidad de refuerzo transversal incrementan la resistencia del anclaje, como es de esperar. Lo mismo no parece ocurrir cuando se incrementa el recubrimiento lateral de los anclajes más allá de 2.5pulg. Independientemente de la cantidad del refuerzo transversal (estribos cerrados de confinamiento en el nudo), un incremento del recubrimiento lateral de 2.5pulg (6.5cm) a 3.5pulg (9.0cm) produce una reducción (aunque estadísticamente insignificante) de la resistencia del anclaje. De aquí se puede deducir que incrementar el recubrimiento lateral mas allá de 6.5cm (2.5pulg) no es necesario ni beneficioso.

2.4 Efecto de la orientación de los estribos

Previo a los estudios de Sperry et al. (2015a,b, 2017a,b), que comprenden 337 especímenes en total, no había evidencia experimental que respaldara la contribución del refuerzo transversal orientado perpendicularmente a la porción recta de la barra a la resistencia del anclaje. En sentido resumido, los resultados de los experimentos indican que colocar refuerzo transversal paralelo a la porción recta de la barra incrementa la longitud de anclaje en la misma medida tanto para anclajes con ganchos a 90° como para anclajes con ganchos a 180°.

Al colocar los estribos perpendiculares a la porción recta de la barra (que no representa la práctica común en nudos viga-columna) se observó que el incremento en la resistencia del anclaje es mucho menor que cuando los estribos se colocan paralelos a la porción recta de la barra. Teóricamente esto se

debe a que los estribos colocados perpendicularmente a la porción recta de la barra no producen una fuerza de tensión resistente en la misma dirección (pero sentido contrario) de la fuerza en la barra anclada.

Adicionalmente, cuando se usan anclajes con ganchos a 90° , el incremento de la resistencia es más significativo cuando se usan estribos paralelos a la porción recta de la barra que cuando se colocan los estribos perpendiculares a la porción recta de la barra. Esto se debe a que los estribos colocados paralelos a la porción recta de la barra son más efectivos para contrarrestar que el gancho se abra y el doblez tienda a enderezarse (empujando el recubrimiento de la cara posterior de la columna hacia afuera) cuando se aplica la tensión al anclaje, lo que se conoce técnicamente como “*tail kickout failure*”.

Para evaluar el efecto de la orientación del refuerzo transversal, como parte del grupo de especímenes ensayados se construyeron 12 especímenes de juntas viga-columna utilizando el mismo vaciado de hormigón. Las barras longitudinales en vigas eran #8 y tenían ganchos a 180° o a 90° . De manera que los resultados comentados anteriormente, aunque van en consonancia con el comportamiento que puede intuirse, son limitados, requiriéndose más investigación en el efecto de la orientación del refuerzo transversal.

3. Efecto de la proximidad de los anclajes

Los estudios realizados por Sperry et al. (2017b) se basan en 245 especímenes cuyas vigas tienen dos barras superiores ancladas en el nudo viga-columna, 146 con estribos de confinamiento y 99 sin estribos de confinamiento. Es decir, en todos los especímenes los anclajes están separados una distancia considerable (más de $10d_b$), por lo que el efecto de proximidad de los anclajes no fue considerado.

En el estudio realizado por Ajaam et al. (2018) se ensayan 67 especímenes de juntas viga-columna con la finalidad de evaluar el efecto que tiene la proximidad de los anclajes en la resistencia individual de los mismos. Estos especímenes tenían arreglos variados incluyendo: elementos con tres, cuatro o seis barras #5, #8 o #11, arregladas en una o dos capas de refuerzo, con espaciamentos (centro a centro) que varían de dos a seis diámetros de barra ($2d_b$ a $6d_b$). Las resistencias de los anclajes se comparan con la de especímenes similares con dos anclajes separados de $6d_b$ a $12d_b$.

Las pruebas realizadas por Ajaam et al. (2018) se complementan con una serie de otros estudios realizados por Yasso et al. (2017), Sperry et al. (2015a,b; 2017a,b) y Searle et al. (2014) y tienen como objetivo evaluar el efecto de la cercanía de los anclajes, tanto en el plano vertical como en el horizontal.

De los 67 especímenes ensayados por Ajaam et al. (2018), los que tienen los anclajes colocados en una sola capa tienen distancias CAC de $3d_b$, $4d_b$, $5d_b$ o $6d_b$. En los casos donde se usan dos capas de refuerzo, el espaciamento horizontal entre anclajes es de $6d_b$ y $12d_b$, mientras que el espaciamento vertical es de $2d_b$ (distancia mínima para barras #8 y mayores)

y $2.6d_b$. De los 67 especímenes, 23 no cuentan con refuerzo horizontal en forma de estribos cerrados de confinamiento, mientras que los restantes 44 tenían dos estribos #3 o estribos #3 espaciados a no más de $3d_b$ CAC (provisiones actuales del ACI 318-14 para optar por un factor de confinamiento $\psi_r = 0.8$).

3.1 Modos de falla observados

Para los especímenes ensayados se observaron primordialmente dos modos de falla: 1) arrancamiento del concreto (*concrete breakout*); se produce cuando se arranca el bloque de concreto circundante al grupo de anclajes por la cara frontal de la columna y, 2) enderezamiento del gancho (*tail kickout*); se produce cuando el doblez de 90° tiende a enderezarse por la acción de la tensión en el anclaje, lo que hace que la “cola” del anclaje tienda a empujar (*patear*) hacia afuera el recubrimiento de la cara posterior de la columna. Esto se espera especialmente en aquellos especímenes que carecen o tienen muy poco refuerzo transversal en forma de estribos cerrados de confinamiento.

De los 67 especímenes ensayados por Ajaam et al. (2018), 44 presentaron un modo de falla por arrancamiento del concreto; 16 presentaron un comportamiento de falla mixto entre arrancamiento del concreto (dominante) y de *desprendimiento lateral del concreto* en menor medida. El desprendimiento lateral del concreto ocurre cuando las caras laterales de la columna (paralelas al plano de los anclajes) se agrietan y desprenden por la acción de la fuerza en el anclaje. Sólo 7 especímenes presentaron falla por desprendimiento lateral del concreto o *side splitting*.

Los hallazgos más importantes de los estudios realizados por Ajaam et al. (2017, 2018) nos indican que la ecuación propuesta por el ACI 318-14 sobreestima considerablemente la resistencia de los anclajes para concretos de alta resistencia, barras de gran diámetro y anclajes próximos entre sí. Este último aspecto es el de mayor preocupación, ya que aunque en la práctica cotidiana del diseño estructural en República Dominicana raramente se disponen barras mayores a la #8 en vigas, es relativamente común disponer de varias capas de refuerzo con espaciamento CAC en el orden de los $2d_b$ a los $6d_b$. En sentido general, del estudio puede concluirse que las barras con gancho ancladas con un espaciamento CAC entre sí de menos de $6d_b$ presentan una reducción considerable en la resistencia de anclaje, sin embargo, esta reducción es de menor magnitud cuando se utiliza una cantidad apropiada de estribos cerrados de confinamiento.

4. Nuevas provisiones en el ACI 318-19

En el nuevo reglamento ACI 318-19 se han incorporado modificaciones importantes en la ecuación de la longitud de anclaje de barras con gancho estándar. Estas nuevas provisiones se fundamentan esencialmente en los resultados de los estudios realizados por Sperry et al. (2015a,b; 2017a,b; 2018) y Ajaam et al. (2017, 2018). En estos estudios se consideran aspectos como: tipo de gancho usado en el anclaje,

disposición y cantidad de estribos cerrados de confinamiento, recubrimiento lateral y proximidad entre las barras ancladas.

En la opinión del autor, de los estudios de Sperry et al. (2015a,b; 2017a,b; 2018) y Ajaam et al. (2017, 2018) pueden extraerse una serie de conclusiones de interés general, las cuales citamos a continuación:

- La resistencia del anclaje no es proporcional a la raíz cuadrada de f'_c , sino más bien a una potencia de f'_c que varía de 0.25 a 0.29 aproximadamente.
- Los ganchos estándar a 90° y a 180° conducen a resistencias de anclaje similares.
- Recubrimientos laterales de más de 2.5 pulg (6.5cm) no producen un aumento en la resistencia de anclaje.
- El refuerzo transversal en forma de estribos cerrados de confinamiento orientados paralelamente a la porción recta de la barra incrementa considerablemente la resistencia de los anclajes con gancho a 90° y 180° .
- El refuerzo transversal en forma de estribos cerrados de confinamiento orientados perpendicularmente a la porción recta de la barra incrementa la resistencia de los anclajes con gancho a 90° y a 180° . Sin embargo, el incremento es menor que cuando los estribos se colocan paralelos a la porción recta de la barra, ya que predomina el modo de falla por enderezamiento del anclaje o “tail kickout”.
- El refuerzo transversal en forma de estribos cerrados de confinamiento incrementa la resistencia de los anclajes en mayor medida cuando los anclajes están espaciados cercanamente que cuando están ampliamente espaciados.
- La resistencia de anclaje de barras cercanamente espaciadas es considerablemente menor a la de barras ampliamente espaciadas. Dos anclajes están ampliamente espaciados cuando la separación CAC entre barras ancladas es mayor o igual a $6d_b$.
- El modo de falla predominante para anclajes cercanamente espaciados es de arrancamiento del bloque de hormigón (*concrete breakout*). En otras palabras, la resistencia unitaria de los anclajes cercanamente espaciados está limitada a la resistencia del grupo de anclajes.

En función de estas conclusiones podemos emitir las siguientes opiniones:

- Las provisiones del ACI 318-14 no representan apropiadamente el efecto de la resistencia del hormigón en la resistencia de anclaje. En los resultados experimentales se evidencia que la ecuación sobreestima la resistencia del anclaje a medida que se incrementa el valor de f'_c . En vista de esto, se ha introducido un nuevo factor de

resistencia del concreto ψ_c en la ecuación de las nuevas provisiones dadas en el ACI 318-19. Se presume que este factor de corrección representa el efecto de la resistencia a la compresión del hormigón basándose en $f'_c{}^{0.25}$ para $f'_c < 420\text{kgf/cm}^2$ (6ksi).

- Las provisiones del ACI 318-14 son poco conservadoras en el cálculo de la longitud de anclaje requerida para anclajes espaciados cercanamente. Para ello, en la determinación del factor de confinamiento ψ_r de las nuevas provisiones, se ha considerado una penalización para anclajes cercanamente espaciados ($s < 6d_b$) y poco refuerzo transversal ($A_{th} < 0.4A_{hs}$).
- En las nuevas provisiones del ACI 318-19 no se ha considerado una reducción en la longitud de anclaje requerida cuando se tienen anclajes ampliamente espaciados ($s \geq 6d_b$) y bien confinados ($A_{th} \geq 0.4A_{hs}$).

5. Provisiones sísmicas para anclajes

En el código ACI 318-14, la longitud de anclaje requerida para refuerzos de vigas que se embeben en nudos de pórticos intermedios se puede estimar según el acápite 25.4.3.1. Para refuerzos de vigas que se embeben en nudos de pórticos especiales la longitud de anclaje requerida se calcula mediante la ecuación del acápite 18.8.5.1. Esta última está basada totalmente en la del acápite 25.4.3.1, haciendo las siguientes consideraciones adicionales: 1) que en pórticos especiales el nudo viga-columna se encuentra bien confinado ($\psi_r = 0.8$) y 2) que el recubrimiento lateral de los anclajes es de al menos 6.5cm o que el recubrimiento de la cola del gancho es de al menos 5cm ($\psi_c = 0.7$), 3) que debe aplicarse consecutivamente un factor de 1.25 para considerar el endurecimiento por deformación de las barras que han desarrollado la fluencia f_y y, 4) que debe aplicarse un factor de 1.1 para considerar un incremento adicional en la longitud de anclaje requerida, producto del daño que producen las inversiones de carga al nudo.

Quiere decir que las provisiones sísmicas del ACI 318-14 para anclajes están basadas en resultados de ensayos con carga monotónica, a los que se le introducen factores que presumiblemente contemplan el comportamiento no lineal de los materiales (sobrerresistencia) y la pérdida de resistencia de anclaje por inversiones de carga.

En el ACI 318-19, la ecuación de l_{dh} (aplicable al refuerzo de vigas ancladas en nudos de pórticos intermedios) ha sufrido una considerable transformación, sin embargo, se observa que las provisiones sísmicas para anclajes en pórticos especiales de hormigón armado, dadas en 18.8.5.1, permanecen invariables, lo cual produce al autor una gran inquietud. Esto es debido a que la ecuación para el cálculo de l_{dh} del ACI 318-14 dada en 18.8.5.1 está basada en la ecuación básica dada en 25.4.3.1. Por tanto, al cambiar la ecuación precursora de l_{dh} dada en 25.4.3.1, debería cambiar la ecuación dependiente dada en 18.8.5.1.

6. Conclusiones

Previo a los estudios realizados por Sperry et al. (2015a,b; 2017a,b; 2018) y Ajaam et al. (2017, 2018), la evidencia experimental sobre el comportamiento de los anclajes con gancho estándar era más o menos escasa. La ecuación dada en el acápite 25.4.3.1 del ACI 318-14 está basada fundamentalmente en los resultados obtenidos por Marques y Jirsa (1975) y Pinc et al. (1977), quienes ensayaron especímenes de uniones viga-columna con sólo dos anclajes ampliamente espaciados y bajo carga monotónica hasta llegar a la falla. Estos ensayos se consideran poco exhaustivos y poco representativos de la realidad constructiva.

Con la realización de los nuevos estudios realizados por Sperry et al. (2015a,b; 2017a,b) y Ajaam et al. (2018), se amplía considerablemente el alcance de la ecuación de l_{dh} dada en el ACI 318-19, pudiendo usarse para una gran variedad de casos prácticos. No obstante, esta ecuación aún tiene limitaciones y debe usarse con prudencia para obtener un diseño seguro del anclaje, evitando así fallas indeseables en sistemas estructurales intermedios y especiales, particularmente donde existe congestión de anclajes, nudos poco profundos y poco refuerzo transversal de confinamiento.

Aún se espera que los investigadores y especialistas continúen su curso en la realización de experimentos que aborden específicamente el desarrollo de provisiones sísmicas para anclajes, de manera que las provisiones dadas en 18.8.5.1 sean más objetivas y racionales.

7. Ejemplo de aplicación

Suponga que se requiere desarrollar el refuerzo superior de una viga de pórticos intermedios de hormigón armado en un nudo viga-columna. El concreto tiene una resistencia de $f'_c = 210\text{kgf/cm}^2$. La viga tiene dimensiones de $30\text{cm} \times 70\text{cm}$ y tiene un refuerzo total de 8 barras #6 ASTM A615 ($f_y = 4200\text{kgf/cm}^2$) dispuestas en dos camadas de cuatro barras igualmente espaciadas. Determine la dimensión mínima requerida de la columna para desarrollar el refuerzo longitudinal de la viga. Suponga que el refuerzo longitudinal en la columna es de barras #6 y que se disponen estribos cerrados de confinamiento #3@10 (típico) dentro del nudo. La columna tiene un ancho de 40cm.

Solución

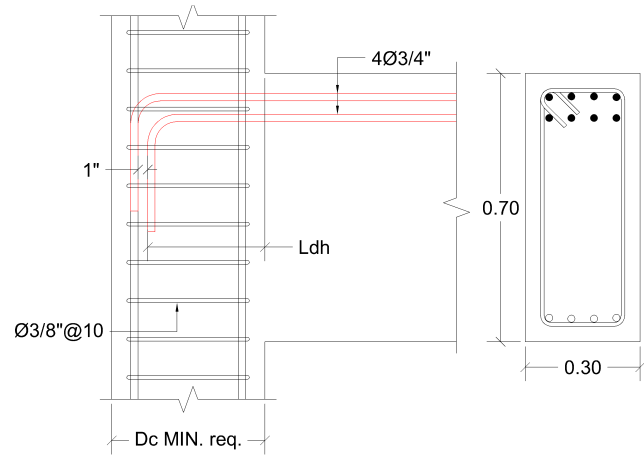
Efecto del hormigón

El hormigón usado es de peso normal, por lo que $\lambda = 1.0$. La resistencia es de $f'_c = 210\text{kgf/cm}^2$ (3ksi), por lo que:

$$\psi_c = \frac{3,000}{15,000} + 0.6 = 0.8$$

Efecto de ubicación

Assumiendo que una cara lateral de la viga queda al ras de un lateral de la columna, es necesario verificar si se cuenta con recubrimiento lateral suficiente. Si la columna tiene barras



longitudinales #6 y estribos #3, el recubrimiento libre del anclaje exterior es de al menos $rec + d_{est} + d_{bc} = 4 + 1 + 1.9 = 6.9\text{cm}$. Si la viga se conecta concéntricamente a la columna no es necesario revisar el recubrimiento lateral. De cualquier modo, en la mayoría de casos aplica:

$$\psi_o = 1$$

Efecto del epóxico

Las barras no están recubiertas de epóxico.

$$\psi_e = 1$$

Efecto del refuerzo transversal y proximidad

La separación horizontal CAC de las barras longitudinales es aproximadamente igual a 5.8cm. Verticalmente, entre las dos camadas hay aproximadamente 5.6cm, de modo que esta separación controla. En efecto:

$$s = 5.6\text{cm} = \frac{5.6\text{cm}}{1.905\text{cm}} = 2.9d_b$$

De forma paralela, si se revisa el dibujo de la unión, aproximadamente tres estribos encierran el gancho de los anclajes dentro de los primeros $15d_b$ medidos desde el centroide de la porción recta de la barra anclada. Por tanto, considerando que cada estribo proporciona dos veces el área de una barra #3, el área total del refuerzo transversal de confinamiento que rodea el anclaje vale:

$$A_{th} = 3(2)(0.71\text{cm}^2) = 4.26\text{cm}^2$$

En efecto:

$$\frac{A_{th}}{A_{hs}} = \frac{4.26}{8(2.85)} = 0.19 < 0.4$$

Dado que ninguna de las condiciones aplica:

$$\psi_r = 1.6$$

Evaluación de la ecuación

$$\begin{aligned}
 l_{dh} &= \frac{f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c}{23 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} \\
 &= \frac{4200(1)(1.6)(1)(0.8)}{23(1)\sqrt{210}} (1.905)^{1.5} \\
 l_{dh} &= 42.4\text{cm}
 \end{aligned}$$

Note que colocando un estribo suplementario a la columna de manera que se obtengan cuatro ramales y reduciendo el espaciamiento de los mismos de forma que al menos cuatro estribos encierren el anclaje, o agregando ramales y aumentando el diámetro del estribo a #4, puede obtenerse un $\Psi_r = 1$. Esto representa una reducción de la longitud de anclaje a:

$$l_{dh} = \frac{42.4\text{cm}}{1.6} = 26.5\text{cm}$$

De todos modos, continuando con la configuración original, la dimensión mínima requerida de la columna es:

$$\begin{aligned}
 D_c \text{ min.} &= 42.4\text{cm} + 2.54\text{cm} + 1.905\text{cm} + 1\text{cm} + 4\text{cm} \\
 &= 51.8\text{cm}
 \end{aligned}$$

De manera que es adecuado disponer una columna de 55cm. Si se mejora el confinamiento del nudo la dimensión de la columna puede reducirse a unos 36cm.

Referencias

[1] ACI-318 2019 y ACI 318 2014. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario*, American Concrete Institute.

[2] Ajaam et al. (2017). Anchorage Strength of Reinforcing Bars with Standard Hooks. SM Report no. 125, University of Kansas Center for Research, Lawrence.

[3] Ajaam et al. (2018). Anchorage Strength of Closely Spaced Hooked Bars. SM Report no. 125, University of Kansas Center for Research, Lawrence.

[4] Hamad et al. (1993). Anchorage Strength of Epoxy-Coated Hooked Bars. ACI Structural Journal, V.90.

[5] Marques y Jirsa (1975). A Study of Hooked Bar Anchorages in Beam-Column Joints. ACI Journal Proceedings, V.72.

[6] Pinc et al. (1977). Strength of Hooked Bar Anchorages in Beam-Column Joints. Report 77-3, University of Texas.

[7] Searle et al. (2014). Anchorage of High Strength Reinforcing Bars with Standard Hooks. SM Report no. 108, University of Kansas Center for Research.

[8] Sperry et al. (2015a). Anchorage of High Strength Reinforcing Bars with Standard Hooks. SM Report no. 111. University of Kansas Center for Research.

[9] Sperry et al. (2015b). Anchorage Strength of Conventional and High-Strength Hooked Bars in Concrete. SM Report no. 115. University of Kansas Center for Research.

[10] Sperry et al. (2017a). Conventional and High Strength Hooked Bars. Part I: Anchorage tests. ACI Structural Journal, V. 114.

[11] Sperry et al. (2017b). Conventional and High Strength Hooked Bars. Part II: Data Analysis. ACI Structural Journal, V. 114.

[12] Sperry et al. (2018). Conventional and High Strength Steel Hooked Bars: Detailing Effects. ACI Structural Journal, V. 115.

[13] Yasso et al. (2017). Anchorage Strength of Standard Hooked Bars in Simulated Exterior Beam-Column Joints, SM Report no. 124. University of Kansas Center for Research.