

Aspectos importantes a considerar en el análisis y diseño de estructuras de hormigón armado

Juan José Tavárez Paula¹

Resumen

En la práctica cotidiana del diseño sismorresistente el ingeniero estructural recurre al conjunto de normas internacionales y artículos científicos que considere útiles para esclarecer o definir aquellos conceptos y lineamientos que adolece el código dominicano. A pesar de que la demanda de ductilidad que exigimos a las estructuras y sus componentes que diseñamos es menor (por el uso de coeficientes de modificación de respuesta sísmica “ R_d ” menores) que la que se le exige en otros países de referencia, tales como: EEUU, Nueva Zelanda, Canadá, etc., es de igual modo importante que todos aquellos lineamientos de análisis y/o diseño que extraemos de esas normas extranjeras, sean aplicados con la misma rigurosidad y exactitud para garantizar un comportamiento adecuado ante fuertes terremotos. Además, de manera recurrente se argumenta que las aceleraciones espectrales de referencia S_5 y S_1 dadas en el reglamento R-001 (2011) son menores a las que deberían utilizarse; en ese sentido, aunque eso no ha sido probado con rigor, es beneficioso contribuir con el diseño de estructuras que posean una ductilidad superior a la requerida por nuestro código local.

Palabras clave

Análisis — Anclaje — Agrietamiento — Código — Colector — Columnas — Confinamiento — Cortante — Desarrollo — Diafragmas — Distribuidor — Diseño — Estribos — Flexión — Finito — Grapas — Inercia — Muros — Pórticos — Rígido — Respuesta — Semirígido — Sismorresistente — Soterrado — Sótano — Transferencia — Vigas

¹ Area de revisión técnica estructural, Oficina Central de Tramitación de Planos, Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones

Índice

Introducción	1
1 Agrietamiento de elementos verticales	2
2 Agrietamiento de elementos horizontales	2
2.1 Agrietamiento en losas planas	2
Un caso particular	
3 Diafragmas	3
3.1 Edificios de hormigón	6
4 Empalme del refuerzo longitudinal	6
4.1 Empalmes en columnas	7
5 Anclaje del refuerzo en nudos	7
5.1 Nudos de pórticos intermedios	8
6 Interferencia del refuerzo	8
7 Refuerzo transversal en columnas de pórticos especiales	9
7.1 Columna con $P_u > 0.3A_g f'_c$	10

Introducción

En la práctica del diseño estructural se hace una serie de suposiciones a la hora de realizar el análisis estructural para obtener las fuerzas de diseño. Una de ellas es que asumimos

que el diafragma tiene rigidez y resistencia suficiente para transferir las fuerzas de piso a los elementos verticales, sin embargo con poca o ninguna frecuencia detallamos de conformidad. Otra cuestión importante es la de asumir que todos los elementos verticales tienen un mismo nivel de agrietamiento (tal como se plantea en el R-001), cuando en realidad el nivel de agrietamiento está relacionado con la carga axial y el momento flexionante en el elemento, cosa que está contemplada en los lineamientos de análisis del ACI y AISC hace ya considerable tiempo.

Respecto del diseño y detallado de sistemas especiales, se debe prestar mucha atención a que los muros, vigas y columnas requieren muchas veces un refuerzo transversal mayor al requerido por análisis. Respecto del refuerzo longitudinal, se debe tener en cuenta la clasificación de los empalmes (clase A o B) y a ciertos factores que aumentan la longitud de empalme que se presentan en planos típicamente, como el factor de ubicación del refuerzo horizontal o inclinado.

En reiteradas ocasiones se presentan problemas en obra por un detallado insuficiente en planos, tales como falta de elevaciones y/o secciones que muestren el desarrollo de vigas en los cimientos en edificios con niveles soterrados; detallado de nudos de pórticos que reciben refuerzo en dos o más direcciones y que tienen vigas de igual peralte y recubrimiento, creando así múltiples interferencias entre los refuerzos longitudinales que llegan al nudo y con el refuerzo de la columna;

suficiente longitud de anclaje del acero de vigas en un nudo donde la viga tiene varias capas de refuerzo longitudinal, etcétera.

En el presente documento describiremos algunos casos de discusión que nos interesa ampliar en el futuro para mejorar la calidad y seguridad de las construcciones en nuestro país.

1. Agrietamiento de elementos verticales

En la actualidad el reglamento R-001 establece factores de agrietamiento (para determinar la inercia efectiva de la sección) de 0.8 para columnas y muros de hormigón armado. Estos factores no son dependientes de las cargas gravitacionales mayoradas de compresión ni del momento de flexión mayorado en el elemento.

En el ACI 318-14 se contempla la realización de un análisis preliminar para determinar cuáles secciones tienen tensiones en la sección que exceden el módulo de rotura del hormigón por la acción del momento de flexión. Aquellos elementos (columnas y muros) que para las cargas mayoradas tienen un momento flexionante que no excede el de fisuración se clasifican como “no fisurados” y se les asigna un momento de inercia de $0.70I_g$. En el caso de los muros restantes que se verifiquen como “fisurados”, se les asigna un momento de inercia de $0.35I_g$ y se repite el análisis hasta que converja. Esto puede consultarse en la tabla 6.6.3.1.1(a) del ACI 318-14.

También se proveen lineamientos adicionales para realizar un análisis más refinado, donde se considera la carga axial mayorada del elemento actuando junto con el momento flexionante mayorado. En este caso se dan ecuaciones para estimar el momento de inercia efectivo. Para columnas y muros el momento de inercia efectivo debe estar circunscrito entre los siguientes límites:

$$0.35I_g \leq \left(0.8 + 25 \frac{A_{st}}{A_g}\right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_0}\right) I_g \leq 0.875I_g$$

de donde P_0 es la resistencia axial nominal del elemento sin excentricidad y h la altura.

Un enfoque más simplificado se da en el ASCE/SEI 41 (2014), donde para una carga axial de diseño $P_u \geq 0.5A_g f'_c$ el momento de inercia efectivo es de $0.70I_g$, mientras que cuando $P_u \leq 0.1A_g f'_c$ el momento de inercia efectivo se reduce a $0.30I_g$. Para valores intermedios de la carga axial mayorada se puede realizar una interpolación lineal.

Es común en estructuras de baja altura (no más de 6 pisos) que las cargas axiales mayoradas se ubiquen bastante por debajo del umbral $0.5A_g f'_c$ en todos los pisos. En edificaciones de mediana y gran altura los pisos superiores con frecuencia tendrán una carga axial última significativamente inferior al umbral $0.5A_g f'_c$. Si no se hace un análisis exhaustivo, es posible que al colocar una misma rigidez efectiva a los elementos verticales a lo largo de la altura de la edificación (generalmente mayor a lo recomendado por los códigos mencionados) nos encamine a una subestimación considerable de las derivas y desplazamientos de piso. Por tal razón, de continuar

realizando nuestros diseños con los niveles de agrietamiento que se recomiendan en el reglamento R-001, es aconsejable mantener las derivas por debajo del límite reglamentario con cierto margen a juicio del profesional.

Reducir los desplazamientos totales y relativos de las estructuras para cargas últimas y de servicio es siempre recomendable. Esto mejora el desempeño sísmico de las mismas, especialmente cuando se tienen amplificaciones importantes de los desplazamientos por el efecto P-Delta en edificaciones de gran altura. Además, recordamos al lector que la deriva máxima permitida en el ASCE depende del factor de redundancia ρ y de la categoría de riesgo sísmico. Esto no se contempla de esa forma en el reglamento R-001.

2. Agrietamiento de elementos horizontales

En el ACI 318-14, para las vigas y losas o placas planas se tienen factores de agrietamiento de $0.35I_g$ y $0.25I_g$ respectivamente. Estas inercias efectivas de vigas y losas planas, por medio de un análisis más detallado, pueden colocarse entre los siguientes límites (ver tabla 6.6.3.1.1(b) del ACI 318-14):

$$0.25I_g \leq (1 + 25\rho) \left(1.2 - 0.2 \frac{b_w}{d}\right) I_g \leq 0.5I_g$$

En vigas, la cuantía de refuerzo longitudinal requerida y colocada generalmente es variable, por lo que el ACI permite tomar el promedio de las inercias efectivas calculadas para las secciones críticas de momento positivo y negativo. En general, deben seleccionarse los valores de P_u y M_u que produzcan el menor momento de inercia efectivo.

El momento efectivo de inercia de vigas dado en el reglamento R-001 es superior al límite superior dado por el ACI. Esto contribuye adicionalmente a subestimar los desplazamientos y derivas máximos en la estructura.

2.1 Agrietamiento en losas planas

Es de amplia aceptación entre los ingenieros estructurales dominicanos que colocar los factores de agrietamiento en losas de piso en el modelo estructural no repercute en las fuerzas últimas de diseño de las vigas y/o columnas, sin embargo esto no es rigurosamente cierto.

En ETABS, cuando la losa de piso se modela como *membrane* es irrelevante la aplicación de factores de agrietamiento para fines de análisis y diseño, ya que este modelado no considera la rigidez a flexión de la losa en la distribución de las cargas, sino que usa el método de las áreas tributarias para la repartición de las cargas gravitacionales. Teóricamente, las losas tipo *membrane* tampoco contribuyen con la rigidez lateral de la edificación. Este constituye el modelado más conservador.

En el caso de que la losa se modele como tipo *shell*, el programa utiliza el método de los elementos finitos para realizar la distribución de las cargas verticales y los esfuerzos

dentro de la propia losa. En este caso, la rigidez a flexión de la losa relativa a la de la viga impacta (en algunos casos significativamente) en cómo se reparten estas cargas hacia los elementos de apoyo y también afecta la rigidez lateral del edificio. Esto último porque las porciones de losa adyacentes a las vigas **absorben** flexión (además de la propia viga) reduciendo así los desplazamientos laterales por la acción de las fuerzas sísmicas o de viento.

El hecho que se considere la rigidez a flexión de las losas (modelado tipo *shell*) no significa que el análisis sea incorrecto o excesivamente poco conservador para fines de diseño. No obstante, debe evitarse asumir que la losa *no se agrieta* en flexión. Considerar agrietamiento **cero** en las losas de piso resulta en una subestimación (en ocasiones significativa) de los momentos de flexión máximos en las vigas y en una sobre estimación de la rigidez lateral que proporcionan las mismas.

En el caso de las cimentaciones, que caen en la clasificación de placas planas, no considerar el agrietamiento de la sección puede conllevar a una distribución ficticia de los esfuerzos del terreno debajo de la cimentación. La diferencia puede ser insignificante en muchos casos, sin embargo, produce resultados dignos de estudio en el caso de cimientos flexibles y suelos blandos.

2.1.1 Un caso particular

Una forma de modelado particularmente perjudicial se nos ha presentado y se nos presenta aún en la actualidad en la práctica profesional. En concreto hablamos del modelado de losas aligeradas utilizando un peso equivalente aplicado a una losa maciza del mismo espesor que la aligerada. Refiérase a la siguiente figura:

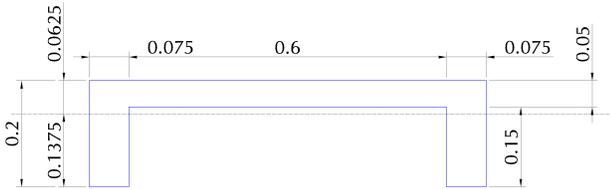


Figura 1. Sección típica de losa aligerada

En la figura 1 se muestra un ancho típico de una losa aligerada en dos direcciones de 20cm de espesor total, 5cm de *topping*, 15cm de ancho en nervios y espaciamiento centro a centro entre nervios de 75cm. Una losa bastante común. En primer lugar determinaremos el peso específico equivalente que se utiliza para considerar los aligeramientos.

$$\gamma_{eq} = (2400\text{kgf/m}^3) \frac{75(75)(20) - 60(60)(15)}{75(75)(20)}$$

$$\gamma_{eq} = (2400\text{kgf/m}^3)(0.52) = 1248\text{kgf/m}^3$$

Lo anterior quiere decir que una losa aligerada como la de la figura 1, construida con hormigón armado, pesa lo mismo que una losa maciza de 20cm de espesor con un peso específico de 1248kgf/m³.

En lo que respecta al momento de inercia la cuestión es completamente distinta. El momento de inercia del ancho típico de la losa aligerada vale:

$$I_{g(al)} = \frac{15(20)^3}{12} + (15)(20)(3.75)^2 + \frac{60(5)^3}{12} + 60(5)(3.75)^2 = 19,062\text{cm}^4$$

El momento de inercia efectivo recomendado por el ACI vale:

$$I_{e(al)} = 0.25(19,062\text{cm}^4) = 4,766\text{cm}^4$$

Por otro lado, el momento de inercia de la losa maciza “equivalente” (**en peso, no en inercia**) vale:

$$I_{g(m)} = \frac{75(20^3)}{12} = 50,000\text{cm}^4$$

Lo anterior quiere decir que al realizar este tipo de modelado estamos sobreestimando considerablemente la rigidez a flexión de la losa. En el caso particular de la figura 1 se sobreestima la rigidez a flexión de la losa en un factor de 10.5 veces. Para que el análisis estructural no se vea afectado por el modelado de la losa maciza equivalente, es necesario aplicar los siguientes factores de modificación de rigidez a flexión:

$$m_{11} = m_{22} = \frac{I_{e(al)}}{I_{g(m)}} = \frac{4,766}{50,000} = 0.095$$

De cualquier modo, en los casos de diseñadores que utilicen versiones antiguas del ETABS (9.7 y anteriores) se recomienda calcular y aplicar los factores de modificación de inercia a flexión presentados anteriormente. En sus versiones modernas el ETABS tiene incorporada la definición de losas aligeradas en una y dos direcciones, por lo que se aconseja su uso frente a otros métodos de análisis.

3. Diafragmas

El análisis y diseño de losas de diafragma es posiblemente el tema que menos se aborda en la práctica típica del cálculo estructural en nuestro país. Esto es debido a la complejidad del análisis cuando el diafragma es estáticamente indeterminado, que comprende prácticamente la mayoría de casos de diafragmas rígidos y semirígidos. De todos modos, en las normas internacionales no existen lineamientos aplicables a todos los tipos de casos, sino que, dado que cada caso es único, la realización de un análisis acertado reside casi por completo en el juicio del ingeniero estructural.

En edificios de acero es común que el sistema sismo-resistente se encuentre bien definido y aislado en la planta estructural, ya que es más fácil detallar los elementos metálicos para que no formen parte del sistema resistente a cargas laterales. En estos casos, las trayectorias de carga desde donde

se originan hasta los elementos verticales es bastante clara y el análisis y diseño del diafragma resulta ser relativamente sencillo.

En la figura 2 se muestra una planta típica de un edificio de 4 niveles iguales con pórticos resistentes a momento en los ejes A y C para la dirección y y en los ejes 1 y 5 para la dirección x. El espaciamiento típico de los ejes A, B y C es de 4m. Para los ejes 1@5 el espaciamiento es de 5m típico. La losa está conformada por un metaldeck calibre 22 de 2" de peralte y 2" de losa, reforzada con una malla D2.3x2.3x10x10. Se usan conectores de cortante tipo Nelson de 3"x3/4".

Es de suponer que el diafragma para el análisis en la dirección x se comporta como rígido o semi-rígido. Mediante un análisis por elementos finitos se puede comprobar que la losa tiene una rigidez suficiente relativa a la de los pórticos para que pueda considerarse como diafragma rígido. En el caso de edificios con muros de cortante o pórticos arriostrados, y cuyos diafragmas tengan una relación de aspecto L/B alta es importante investigar el comportamiento del diafragma mediante un análisis más riguroso para discernir si se comporta como semi-rígido o flexible. Recordamos al lector que si un diafragma es flexible para el análisis en una dirección específica, no debe asumirse como rígido en la dirección ortogonal aunque los resultados del análisis puedan sugerir lo contrario. Esto es porque el diafragma rígido tiene como requisito ser capaz de transferir cargas a los elementos perpendiculares a la dirección de análisis mediante torsión en el diafragma, por lo que debe comportarse como rígido en ambas direcciones de análisis.

Vamos a analizar el diafragma de la figura 2 para carga sísmica en la dirección x. Según el ASCE 12.10 las fuerzas de piso (estáticas) se calculan con la siguiente expresión:

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n w_i} w_{px}$$

F_i es la fuerza de piso obtenida del caso cuasiestático para el piso i , w_i es el peso sísmico para el nivel i y w_{px} es el peso tributario al diafragma en el nivel x .

Los resultados obtenidos por la ecuación anterior deberán cumplir con:

$$0.2S_{DS}I_e w_{px} \leq F_{px} \leq 0.4S_{DS}I_e w_{px}$$

Para el ejemplo mostrado $S_{DS} = 0.513$, $S_{D1} = 0.3$, $R_d = 1.5$, $C_b = 0.342$, $\rho = 1.3$, $\Omega_0 = 1$ e $I_e = 1$. Asumiremos un peso sísmico w_i por piso de 90tonf. De manera que el peso sísmico total vale 360tonf. En efecto, el cortante basal vale:

$$V_b = 0.342(360\text{tonf}) = 123.1\text{tonf}$$

Se puede observar claramente que para todos los pisos por debajo del techo, F_{px} es mayor a la fuerza de piso típica F_i . De todos modos, dichas fuerzas F_{px} no deben ser menores a $0.2S_{DS}I_e w_{px} = 0.2(0.513)(1)(90) = 9.23\text{tonf}$ ni mayores de $0.4(0.513)(1)(90) = 18.47\text{tonf}$.

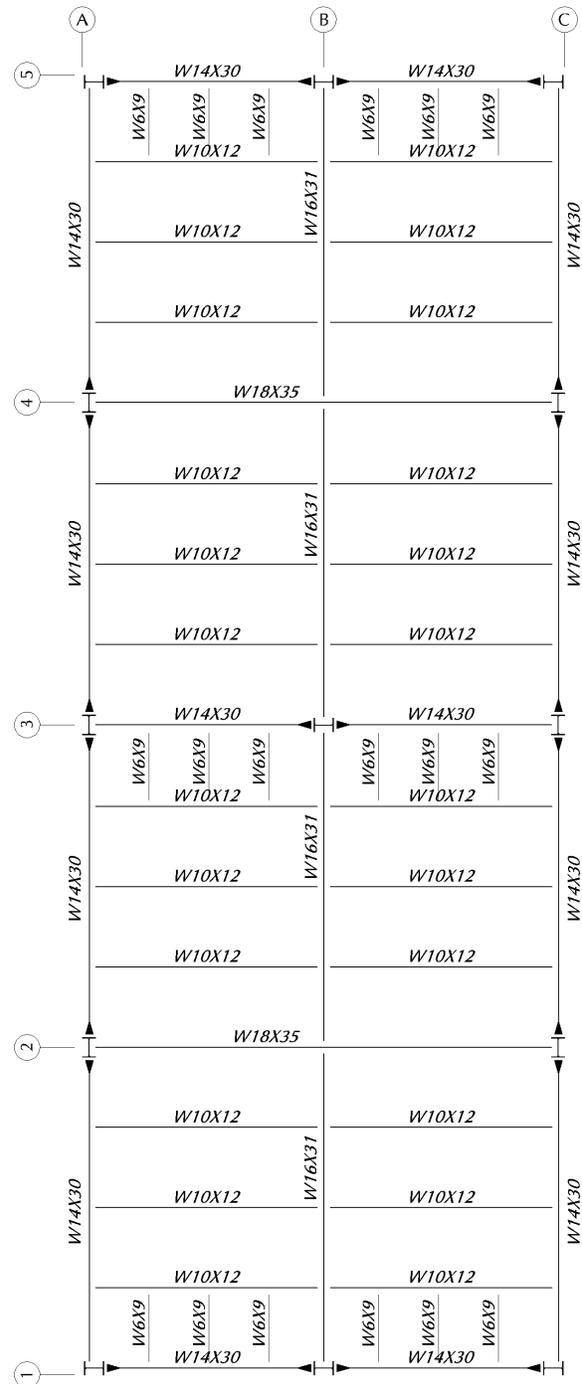


Figura 2. Sección típica de losa aligerada

Nivel	$w_i = w_{px}$	$\sum w_i$	F_i	$\sum F_i$	F_{px}
Techo	90	90	49.24	49.24	49.24
4	90	180	36.93	86.17	43.08
3	90	270	24.62	110.79	36.93
2	90	360	12.31	123.1	30.78

En este caso se verifica que todas las fuerzas de diafragmas calculadas mediante la ecuación 12.10-1 dan resultados

significativamente mayores al valor máximo establecido en las ecuaciones 12.10-2 y 12.10-3. Esto es por el uso de un R_d tan bajo como 1.5 para el cálculo de las fuerzas laterales. En general, dado que en el ASCE 7 mayormente se especifican valores de R_d significativamente mayores a 1.5, el límite inferior $0.2S_{DS}I_e W_{px}$ está concebido para limitar la fuerza de diseño del diafragma en edificios altos y con un R_d grande.

El diafragma del piso 2 puede entonces analizarse utilizando la analogía mostrada, donde la fuerza lateral F_{px} se ha repartido uniformemente (el diafragma tiene altura uniforme) a lo largo del diafragma, obteniéndose una fuerza uniformemente repartida de $18.47\text{tonf}/20\text{m} = 0.9235\text{tonf/m}$.

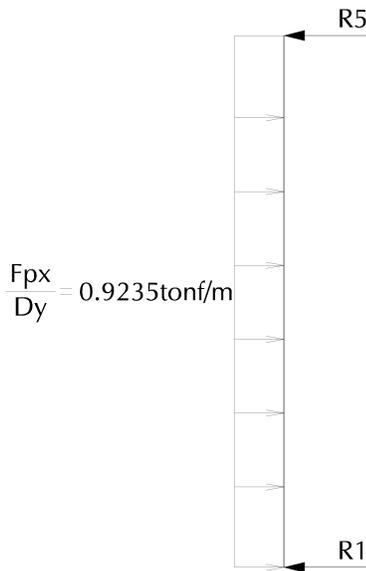


Figura 3. Modelo del diafragma

En la figura 3 $R_1 = 9.235\text{tonf}$ y $R_5 = 9.235\text{tonf}$ son las reacciones correspondientes a los pórticos resistentes a momento ubicados en los ejes 1 y 5 respectivamente. Dado que estos pórticos se extienden por todo lo largo de los ejes 1 y 5 no se requieren colectores. Sin embargo, las vigas de los pórticos y sus conexiones deben ser diseñados para resistir la fuerza axial que resulta del cortante (0.9235tonf/m) transferido por el diafragma. Si para las cargas gravitacionales se ha asumido acción compuesta, el cortante en los conectores por el efecto de las cargas gravitacionales deberá ser sumado al corte inducido por el diafragma considerando el factor de sobrerresistencia Ω_0 .

Por acción de viga, en el diafragma se produce un momento flexionante máximo en el centro que vale:

$$M_d = \frac{0.9235\text{tonf/m}(20\text{m}^2)}{8} = 46.175\text{tonf.m}$$

De manera simplificada, este momento debe ser resistido por un par de fuerzas $C = T$ que se desarrollan a lo largo de los ejes A y C respectivamente. Existen dos alternativas:

1. Determinar si las vigas metálicas W14x30 y sus conexiones y conectores ubicados a lo largo de los ejes A y

C pueden resistir estas fuerzas de compresión y tensión; los conectores tipo Nelson deben ser capaces de transmitir estas fuerzas para garantizar la acción compuesta.

2. Definir dentro del diafragma un cordón o cinturón de refuerzo corrugado A615 o A706 diseñado para resistir estas cargas.

Eligiendo la segunda alternativa:

$$C = T = \frac{M_d}{D_x} = \frac{46.175\text{tonf.m}}{8\text{m}} = 5.77\text{tonf}$$

Para el cordón de tensión ubicado en el eje C se tiene que el valor de la tensión última de diseño vale:

$$T_u = \rho T = 1.3(5.77\text{tonf}) = 7.50\text{tonf}$$

Note el uso del factor de redundancia ρ para el cálculo del colector. En consecuencia, el área de acero requerido vale:

$$A_{s(req)} = \frac{T_u}{\phi F_y} = \frac{7,500\text{kgf}}{0.9(4200\text{kgf/cm}^2)} = 1.98\text{cm}^2$$

Esta área de refuerzo del cordón a tensión se satisface colocando $2\phi 1/2''$ dispuestas dentro de la losa a lo largo del eje 5, cumpliendo con espaciamiento y longitud de empalme mínimas según ACI 318.

Para el cordón en compresión (sobre el eje A) el cálculo es similar, sin embargo, se requiere revisar si dentro de la losa en el cordón a compresión se excede un esfuerzo de $0.2f'_c$ en el hormigón (debe verificarse que si se usa el factor Ω_0 este valor se incrementa a $0.5f'_c$). Si esto ocurre, debe proporcionarse refuerzo transversal suplementario según acápite 18.12.7.5 del ACI 318-14 (ver analogía con elementos de borde en muros).

La resistencia en el propio diafragma para resistir el cortante de 0.9235tonf/m puede calcularse en base a la ecuación 12.5.3.3, asumiendo que solo el *topping* de 2" aporta resistencia a corte:

$$V_n = A_{cv}(0.53\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t F_y)$$

$$V_n = (100\text{cm} \times 5\text{cm})(0.53(1)\sqrt{210}\text{kgf/cm}^2 + 0.002968(5600\text{kgf/cm}^2))$$

$$V_n = 12,151\text{kgf/m}$$

$$\phi V_n = 0.6(12,151\text{kgf/m}) = 7,290\text{kgf/m}$$

Se observa que el diafragma no tiene resistencia adecuada al corte. Se requiere aumentar el espesor de la losa, añadir acero de refuerzo o incrementar el calibre de la malla.

En el ejemplo mostrado no hemos considerado la torsión accidental en el cálculo de las reacciones. Esto siempre debe ser investigado en diafragmas rígidos según el acápite 12.8.4.2 del ASCE 7-16.

3.1 Edificios de hormigón

En estructuras de hormigón generalmente se dispone de numerosas líneas de resistencia en ambas direcciones de análisis, las cuales a su vez soportan las cargas gravitacionales. Los diafragmas en estos edificios son altamente indeterminados y requieren la realización de un análisis por el método de los elementos finitos para estudiar las diferentes trayectorias de carga desde el diafragma hacia los elementos verticales. De esa forma, el diseñador puede estimar las demandas en las diferentes áreas del diafragma y colocar refuerzo según se requiera.

En particular, en edificios con estacionamientos soterrados ocurre una gran demanda de corte en las losas a nivel de terreno. En ese nivel, todos los elementos verticales sismorresistentes deben transferir el cortante basal acumulado hacia el diafragma (distribuidores), y éste a su vez hacia los muros de contención perimetrales, formando así una base sísmica. Si las losas no tienen resistencia y rigidez suficientes para transferir este cortante, la altura efectiva de la edificación se incrementa varios pisos; esto repercute en variaciones de los desplazamientos máximos, fuerzas sísmicas y otros parámetros empleados para el diseño.

En el terremoto de Northridge del 1994 se observaron numerosas fallas de conexiones de colectores a muros de cortante. Dado que los muros de corte con frecuencia tienen una alta participación del cortante basal de la edificación, una falla que impida la transferencia de carga a estos elementos cambia drásticamente el comportamiento y desempeño de la edificación e impone demandas de ductilidad altas a elementos que no fueron diseñados ni detallados para esto. Según el acápite 12.10.2 del ASCE 7-16, los colectores deben ser capaces de transferir las fuerzas sísmicas que se originan en otras partes de la estructura hacia los elementos que proveen resistencia lateral a esas fuerzas.

En nuestro país se observan numerosos casos donde los diseñadores utilizan losas aligeradas a nivel de calle para conectar todos los elementos sismorresistentes entre sí y al muro de contención perimetral. Las losas aligeradas solo pueden transmitir cortante por medio del *topping* y el refuerzo de malla electrosoldada; en una gran cantidad de casos esto se comprueba ser insuficiente, sobre todo en la vecindad de los muros de cortante, donde el diafragma está sujeto a altas fuerzas de transferencia (Sabelli et. al. 2009). Es de suma importancia que se estudie a profundidad el altísimo cortante al que están sujetos estos elementos a nivel de calle y que los colectores, distribuidores y el propio diafragma se detallen para resistir dichas cargas.

Una práctica que puede contribuir a un mejor comportamiento del diafragma es el engrosamiento de las losas de piso (*topping*) a nivel de calle o el reemplazo de las losas aligeradas por losas macizas, que poseen mayor rigidez y resistencia al corte; así también se debe evitar a toda costa la colocación de aberturas (patinillos) próximos o adyacentes a los elementos verticales.

En todo caso se recomienda al diseñador modelar estas

losas como semi-rígidas utilizando el método de los elementos finitos, y luego realizar cortes (*section-cuts*) a través de las regiones de interés para investigar los esfuerzos que se producen; de esa manera el diseñador puede determinar los refuerzos requeridos. Recordamos al lector que el diafragma y sus colectores deben diseñarse para fuerzas amplificadas por el factor de sobrerresistencia del sistema Ω_0 .

4. Empalme del refuerzo longitudinal

Proporcionar longitudes de empalme adecuadas al refuerzo longitudinal es esencial a la hora de detallar los planos, especialmente en sistemas que ofrecen altos niveles de ductilidad. En el ACI 318-14, las longitudes de empalme se dan en función de la longitud de desarrollo, a su vez indicadas en el acápite 25.4.2.2. Estas ecuaciones son simplificadas y parten de la suposición de que existe confinamiento por refuerzo transversal y que se cumplen los requisitos mínimos de espaciamiento libre y recubrimiento de las barras. Esto es así en la mayoría de casos, ya que estas condiciones se cumplen por defecto generalmente en las estructuras sismorresistentes. De cualquier modo, la ecuación completa para estimar la longitud de desarrollo de barras corrugadas rectas se da en el acápite 25.4.2.3.

En la tabla 25.4.2.2 se observan dos ecuaciones para la longitud de desarrollo: una para barras de 3/4" de diámetro o menores y otra para barras de 7/8" de diámetro o mayores. Esto corresponde con la aplicación de un factor de tamaño que se presenta en la ecuación más general. Este factor es de 1.25. Aparte del factor λ (igual a 1 para concreto de peso normal), se observan dos factores adicionales que afectan la longitud de desarrollo: ψ_e , que es un factor de revestimiento epóxico y ψ_t , que toma en cuenta la ubicación del refuerzo. Nos referiremos especialmente al factor ψ_t , ya que es poco usual el recubrimiento epóxico en la práctica común.

Según investigaciones experimentales realizadas con vigas en laboratorio, la posición de la barra longitudinal (horizontal o inclinada) respecto del concreto vaciado en una sola operación afecta considerablemente la adherencia entre el refuerzo y el hormigón, por una cuestión de *asentamiento* del hormigón. Las disposiciones actuales del ACI 318 derivan de estas investigaciones (Jeanty et al. 1988) y aún mantienen un factor de ubicación $\psi_t = 1.3$ para barras a las que se les ha vaciado 30cm o más de espesor de hormigón fresco por debajo en una operación. En la mayoría de los casos en nuestro país, para zapatas y vigas, la longitud de desarrollo a tracción del refuerzo superior debe incrementarse por el factor ψ_t . De todos modos, el empalme a tracción del refuerzo superior no aplica en todos los casos, como veremos en los próximos ejemplos.

Supongamos que se desea determinar la longitud de desarrollo de una barra recta de 1" que forma parte del refuerzo longitudinal inferior de una viga de 60cm de peralte construida en hormigón con $f'_c = 210\text{kgf/cm}^2$. Esta barra está encerrada por refuerzo transversal y posee recubrimiento y espaciamiento libres de conformidad con lo indicado en la tabla 25.4.2.2

del ACI 318-14. En ese caso, la longitud de desarrollo vale:

$$\begin{aligned} l_d &= \frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{6.6 \lambda \sqrt{f'_c}} (1.25) d_b \\ &= \frac{4200(1)(1)}{6.6(1)\sqrt{210}} (1.25)(2.54) \\ l_d &= 139\text{cm} \end{aligned}$$

Note el factor de tamaño de 1.25 aplicado.

Para determinar la longitud de empalme nos referiremos a la tabla 25.5.2.1 del ACI 318-14, donde se hace referencia a la clase del empalme. Si el empalme del refuerzo positivo de la viga se efectúa en la mitad de la viga, entonces probablemente se cumple que el área de refuerzo colocado no es mayor de dos veces el área de refuerzo requerido, por lo que corresponde a un empalme clase B. En efecto:

$$l_e = 1.3l_d = 1.3(139\text{cm}) = 181\text{cm}$$

Debe tenerse pendiente que en vigas de pórticos especiales el empalme del refuerzo no debe hacerse en los lugares indicados en el acápite 18.6.3.3 del ACI 318-14.

Ahora veremos cómo se determina la longitud de empalme del refuerzo superior de una viga. Si el empalme del refuerzo negativo se hace en la mitad central de la viga, el mismo estará sujeto esencialmente a compresión aún en presencia de las cargas laterales. En ese sentido, y considerando que para vigas de pórticos especiales e intermedios no se requiere diseñar todos los empalmes a tracción, la longitud de desarrollo a compresión puede calcularse según la ecuación (a) del acápite 25.5.5.1:

$$\begin{aligned} l_{dc} &= 0.0073 f_y d_b \\ &= 0.0073(4200)(2.54) \\ l_{dc} &= 78\text{cm} \end{aligned}$$

Si el refuerzo negativo del ejemplo anterior pertenece a una viga de pórticos intermedios y el mismo se empalma en una zona donde está sometido a tracción (cerca de los apoyos), la longitud de desarrollo se calcula en base a la ecuación del 25.4.2.2:

$$\begin{aligned} l_d &= \frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{6.6 \lambda \sqrt{f'_c}} (1.25) d_b \\ &= \frac{4200(1.3)(1)}{6.6(1)\sqrt{210}} (1.25)(2.54) \\ l_d &= 181\text{cm} \end{aligned}$$

De manera que si se empalma el 100% del refuerzo o si se ha dispuesto un área de refuerzo no mayor del doble del requerido por análisis:

$$l_e = 1.3l_d = 235\text{cm}$$

En zapatas, es aconsejable indicar todos los empalmes a tracción puesto que es difícil o poco práctico identificar las ubicaciones donde las barras estarán sujetas solo a compresión. Note que en caso de zapatas, para usar la ecuación del acápite 25.4.2.2, debido a la ausencia del refuerzo transversal se requiere que el espaciamiento libre de barras que se estén empalmando sea de al menos $2d_b$.

4.1 Empalmes en columnas

En columnas de pórticos intermedios no se especifica si los empalmes deben diseñarse a tracción. Si el diseñador puede demostrar que para todas las combinaciones de carga mayores las barras de la columna están en compresión, se permite calcular la longitud de empalme según el acápite 25.4.9.2 del ACI 318-14. Sin embargo, dado que las fuerzas laterales generalmente producen tracción en las barras de las columnas, se recomienda diseñar todos los empalmes a tracción. En columnas de pórticos especiales esto es obligatorio y en estos casos nunca se requiere afectar por el factor de ubicación debido a la verticalidad de las barras.

El empalme de las barras de 1" de una columna de pórticos especiales puede calcularse como se muestra a continuación. La longitud de desarrollo a tracción fue calculada anteriormente (139cm), por lo que si se empalma el 100% de las barras de la columna la longitud de empalme resulta en:

$$l_e = 1.3l_d = 181\text{cm}$$

Si solo se empalma el 50% de las barras se requiere demostrar que en la zona de empalme el área de refuerzo colocado en la columna es más del doble del área de refuerzo requerido (clase A), cosa que ocurre con poca frecuencia, por no decir ninguna.

5. Anclaje del refuerzo en nudos

En pórticos especiales, el anclaje del refuerzo de vigas en nudos *viga-columna* se rige por la ecuación 18.8.5.1 del ACI 318-14. En esta ecuación se han contemplado todas las condiciones de recubrimiento y confinamiento del refuerzo transversal, así como el endurecimiento por deformación del acero de la viga ($1.25f_y$ en vez de f_y , ver 18.8.2.1) y el efecto deteriorante de las inversiones de carga. En general, producto de las inversiones de carga, los refuerzos positivo y negativo en la viga se desarrollan a tracción en la cara del nudo.

Para anclar el refuerzo #8 de una viga en un nudo *viga-columna* de pórticos especiales con concreto de $f'_c = 210\text{kgf/cm}^2$, se requiere proporcionar la siguiente longitud de anclaje con gancho:

$$l_{dh} = \frac{f_y d_b}{17 \lambda \sqrt{f'_c}} = \frac{4200(2.54)}{17\sqrt{210}} = 44\text{cm}$$

A esto debe sumarse el recubrimiento mínimo de 4cm y el diámetro del estribo. En general, si se usan estribos #3, se requiere una dimensión de columna paralela al refuerzo que se está desarrollando de al menos 49cm.

Una condición que con frecuencia no se observa tiene que ver con la colocación de diversas capas de refuerzo. Véase la figura 4, donde se muestra una viga de dimensiones 35cm × 60cm cuyo refuerzo longitudinal se ancla en una columna de 50cm × 50cm. No se muestra el refuerzo transversal de la columna por claridad.

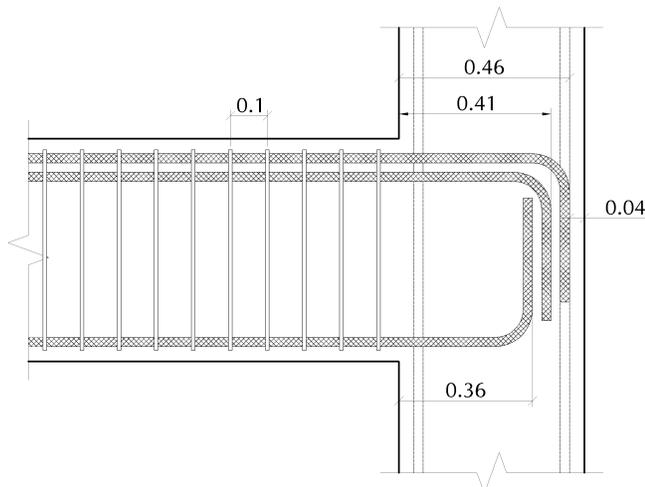


Figura 4. Nudo viga-columna

Se observa que para la capa de refuerzo superior externa se proporciona una longitud de anclaje adecuada. Para la segunda capa de refuerzo negativo se proporcionan 3cm menos de la indicada en la ecuación sugerida por el ACI, debido a que hay que dejar un espaciamiento libre de al menos una pulgada entre barras. En vigas generalmente se utilizan barras de refuerzo #8 y #6, cuyas extensiones de gancho son de 30cm y 22cm respectivamente; esto causa conflicto en obra entre los ganchos de las barras y el refuerzo inferior debe anclarse proporcionando menor longitud de anclaje para evitar interferencia. En la figura 4 el refuerzo positivo en la cara del nudo esta compuesto por barras #8, por lo que la columna de 50cm de lado no proporciona suficiente longitud de anclaje a todo el refuerzo de la viga. Una dimensión de 60cm es más adecuada para garantizar suficiente longitud de anclaje para todo el refuerzo en la cara del nudo.

5.1 Nudos de pórticos intermedios

Bajo el supuesto de que el nudo viga-columna del ejemplo anterior pertenece a un sistema de pórticos intermedios, la longitud de anclaje con gancho puede ser calculada mediante la ecuación (a) del acápite 25.4.3.1 del ACI 318-14 como sigue:

$$l_{dh} = \frac{0.075 f_y \psi_e \psi_c \psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b$$

$$l_{dh} = \frac{0.075(4200)(1)(1)(1)}{(1)\sqrt{210}} 2.54 = 55\text{cm}$$

Si se proporciona un recubrimiento de al menos 5cm en la extensión de la barra más allá del gancho, el factor ψ_c puede tomarse igual a 0.7 y la longitud de anclaje se reduce a:

$$l_{dh} = 0.7(55) = 39\text{cm}$$

Aún más, si se proporcionan estribos de confinamiento en el nudo a un espaciamiento de no más de $3d_b$, en este caso 7.5cm, la longitud de anclaje puede reducirse a:

$$l_{dh} = 0.8(39) = 31\text{cm}$$

Esto último merece ser estudiado a más profundidad, ya que en comentario R18.8.5.1 se da por sentado que un espaciamiento máximo del refuerzo transversal de la columna de 10cm o $6d_b$ es suficiente para garantizar confinamiento del nudo, y que por consiguiente $\psi_r = 0.8$. Al parecer, aunque esto a opinión del autor no está suficientemente claro, el espaciamiento máximo de $3d_b$ solo aplica para extremos discontinuos, tal como se ilustra en las figuras R25.4.3.2(a) y R25.4.3.2(b).

Es evidente que cumpliendo con los requisitos de recubrimiento y confinamiento la longitud de anclaje en el nudo para pórticos intermedios es considerablemente menor que para pórticos especiales, ya que no se considera el endurecimiento por deformación en el acero ni el efecto perjudicial de las inversiones de carga, que son aspectos propios a considerar en sistemas que ofrecen mayores niveles de ductilidad.

6. Interferencia del refuerzo

En el detallado del refuerzo de vigas y columnas es importante considerar si los arreglos son compatibles para evitar que se produzcan problemas en obra. En general, si el constructor no encuentra la manera de colocar el refuerzo, generalmente lo fuerza o lo dobla, y en ocasiones no consulta al diseñador, afectando recubrimientos y espaciamientos. En la figura 5 se muestra una columna de 50cm × 50cm a la que intersectan vigas continuas en ambas direcciones. Se observa que el refuerzo longitudinal de las vigas no interfiere con los refuerzos longitudinales de la columna.

En ocasiones los ingenieros de obra recomiendan a los diseñadores colocar un número par de barras en la cara de la columna cuando la viga que la intersecta perpendicularmente tiene un número impar de barras longitudinales. Esto funciona siempre que el ancho de viga y columna sean similares. De cualquier modo, para el ejemplo de la figura 5 se pueden disponer cuatro barras longitudinales en la viga sin causar interferencia.

En general se desaconseja proporcionar la viga de manera que el ancho de la misma sea igual a la dimensión de la columna perpendicular a la viga o que el borde de la viga coincida con el borde de la columna. Esto es para evitar conflicto con las barras de los bordes, como se muestra en la figura 6. Proporcionar una viga que tenga 2" menos de ancho que la columna aumenta los costos de encofrado pero permite pasar las barras longitudinales de la viga sin necesidad de doblar el refuerzo.

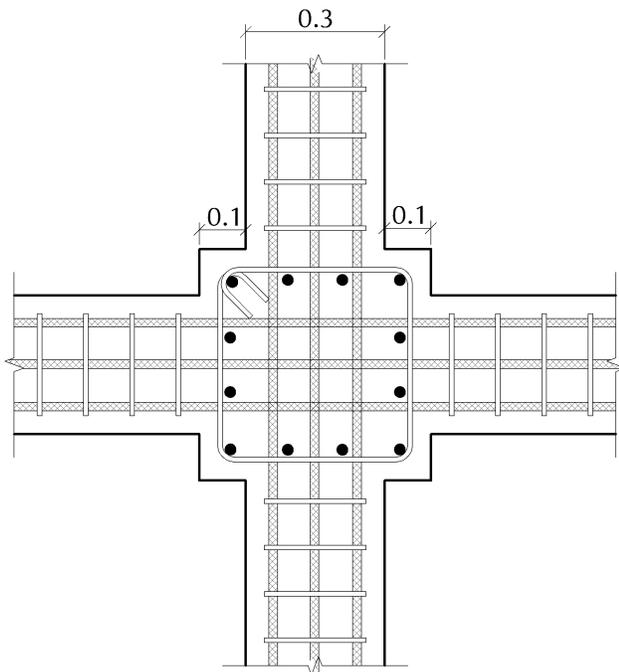


Figura 5. Nudo viga-columna

El nudo de la figura 6 está pobremente detallado. Las desviaciones del refuerzo longitudinal no solo reducen el desempeño de la viga en esa sección sino que también ocasionan problemas con los estribos, puesto que al acercarse al nudo el estribo debe hacerse más estrecho para ajustarse a la desviación de la barra longitudinal, de lo contrario la barra longitudinal choca con el gancho. Esto también es perjudicial.

Otro tipo de interferencia se produce en elevación, cuando el refuerzo longitudinal de las vigas que llegan a un nudo se encuentran en el mismo plano. Esto ocurre siempre que las vigas tengan el mismo peralte y se les especifique el mismo recubrimiento. En la figura 7 se muestra la elevación de un nudo donde las vigas perpendiculares tienen refuerzo #6 y diferente peralte y recubrimientos.

El refuerzo de la columna no se muestra por claridad. Se observa que el estribo de la viga de $35\text{cm} \times 60\text{cm}$ (perpendicular al plano del papel) tiene un recubrimiento libre en el tope de aproximadamente 6cm. Para el refuerzo longitudinal inferior de ambas vigas no hay necesidad de especificar recubrimientos distintos pues se han proporcionado con diferentes alturas.

En general, detallar el sistema de pórticos y sus nudos

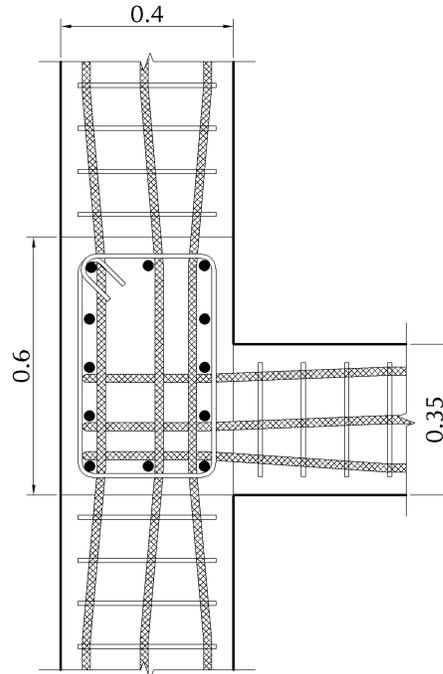


Figura 6. Nudo viga-columna

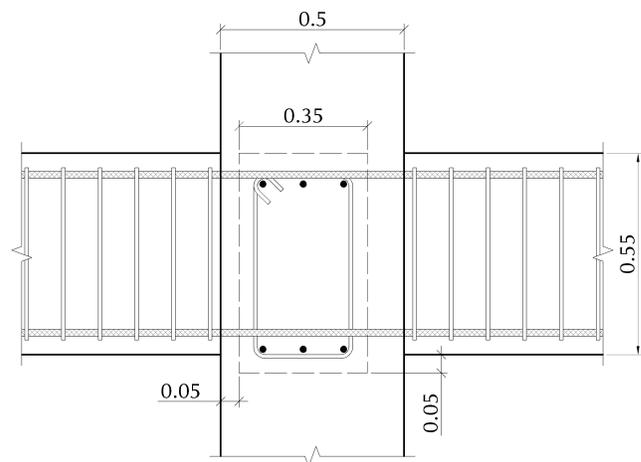


Figura 7. Nudo sin interferencia

es una tarea tediosa y conlleva una gran inversión de tiempo. No obstante, se recomienda al diseñador considerar estas condiciones a la hora de disponer el refuerzo en los elementos estructurales, sobre todo en pórticos especiales, donde la demanda de ductilidad es alta y puede verse considerablemente perjudicada por una ejecución deficiente en obra.

7. Refuerzo transversal en columnas de pórticos especiales

Como es sabido, las columnas de pórticos especiales tienen numerosos requisitos adicionales a cumplir respecto de sus homólogas en pórticos intermedios. Una de ellas es la cuantía de refuerzo transversal en forma de estribos y gra-

pas. Para pórticos intermedios, en el acápite 18.4.3.1(b) del ACI 318-14, se exige diseñar el refuerzo a cortante de las columnas aplicando el factor de sobrerresistencia Ω_0 en las combinaciones de diseño. Para pórticos especiales, además del requerimiento del acápite 18.7.6 para la resistencia a cortante de las columnas, se requiere cumplir con las cuantías de refuerzo transversal dadas en la tabla 18.7.5.4. Además, el arreglo de dicho refuerzo debe cumplir con el acápite 18.7.5.2 (a) hasta (f).

Véase la columna de pórticos especiales de la figura 8 ($f'_c = 210\text{kgf/cm}^2$).

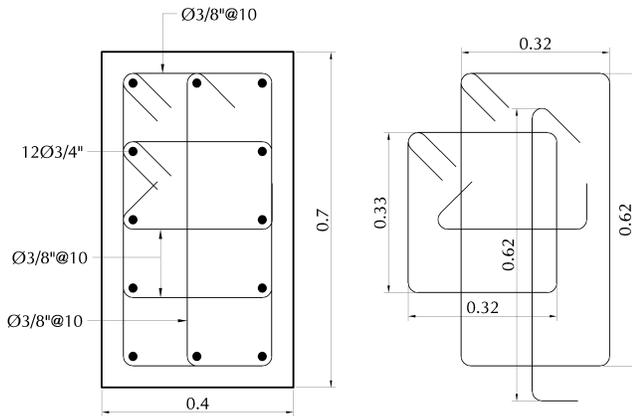


Figura 8. Columna con $P_u \leq 0.3A_g f'_c$

En esta columna el arreglo de estribos mostrado corresponde al requerido por análisis. En la tabla 18.7.5.4 del ACI 318-14 se establece que la cuantía de refuerzo transversal A_{sh}/sb_c para la columna de la figura 8 debe cumplir con las expresiones (a) y (b) de la tabla. En la figura se observa que el área A_{ch} corresponde al área encerrada por el estribo de $32\text{cm} \times 62\text{cm}$, por lo que $A_{ch} = 1984\text{cm}^2$. En efecto, para determinar la cuantía de refuerzo transversal paralelo a la dimensión de 70cm se tiene que:

$$\begin{aligned} \frac{A_{sh}}{sb_c} &\geq 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ &\geq 0.3 \left(\frac{2,800}{1,984} - 1 \right) \frac{210}{4200} = 0.00617 \\ \frac{A_{sh}}{sb_c} &\geq 0.09 \frac{210}{4200} = 0.09 \frac{210}{4200} = 0.0045 \end{aligned}$$

La primera expresión controla. En la figura 8 se observa que la cuantía de refuerzo dispuesta es de $3 \times (0.71/10)/32 = 0.0066$; de manera que se ha provisto de suficiente refuerzo transversal. En la dirección ortogonal la cuantía de refuerzo transversal es la misma. En la dirección paralela a la dimensión de 40cm hay cinco ramales de estribos y el ancho b_c vale 62cm , por lo que la cuantía dispuesta vale:

$$\rho_t = \frac{5 \times 0.71/10}{62} = 0.0057$$

Al cambiar la grapa central #4, la cuantía se incrementa a:

$$\rho_t = \frac{(4 \times 0.71 + 1.27)/10}{62} = 0.00663$$

Finalmente se comprueba que la configuración mostrada en la figura 9 satisface los requerimientos de cuantía de refuerzo transversal dados por el ACI 318-14 para columnas de pórticos especiales.

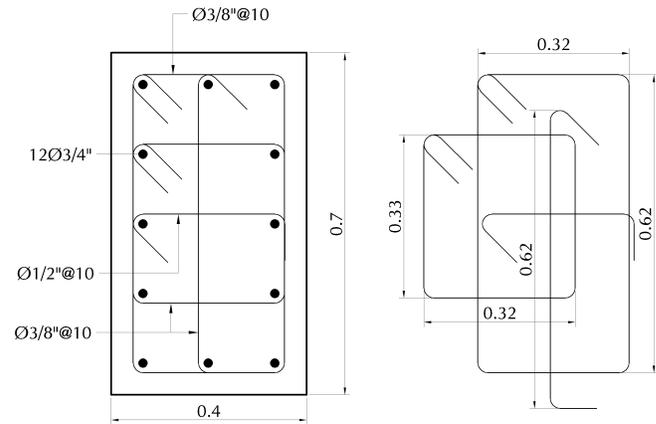


Figura 9. Columna con $P_u \leq 0.3A_g f'_c$ corregida

7.1 Columna con $P_u > 0.3A_g f'_c$

Suponiendo que la columna de la figura 9 tiene una carga axial mayorada que excede $0.3A_g f'_c$, la cuantía de refuerzo transversal debe de cumplir con las expresiones (b) y (c) de la tabla 18.7.5.4 del ACI 318-14. La cuantía requerida por la expresión (b) ya fue calculada, por lo que solo mostraremos el cálculo de la expresión (c). Para eso, se requiere determinar el valor de los parámetros k_f y k_n .

$$\begin{aligned} k_f &= \frac{f'_c}{1750} + 0.6 \geq 1.0 \\ k_f &= \frac{210}{1750} + 0.6 = 0.72 \quad (\text{Usar } k_f = 1) \end{aligned}$$

Dado que todas las barras deberán tener arriostramiento lateral por una esquina de estribo o por un gancho sísmico de una grapa, $n_l = 12$, por lo que:

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} = \frac{12}{10} = 1.2$$

Finalmente, asumiendo que $P_u = 220,000\text{kgf}$, la expresión (c) resulta en:

$$\begin{aligned} \frac{A_{sh}}{sb_c} &\geq 0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \\ \frac{A_{sh}}{sb_c} &\geq 0.2(1)(1.2) \frac{220,000}{4200(1984)} = 0.00634 \end{aligned}$$

Se observa que la cuantía de refuerzo indicada en la figura 9 satisface el requerimiento de la cantidad de acero. No obstante, debido a lo requerido por el acápite 18.7.5.2(f) del ACI 318-14, se requiere colocar gancho sísmico a todas las grapas, así como también debe garantizarse una distancia máxima entre barras longitudinales de 20cm centro a centro. En la figura 10 se muestra el arreglo de la columna requerido cuando $P_u > 0.3A_g f'_c$.

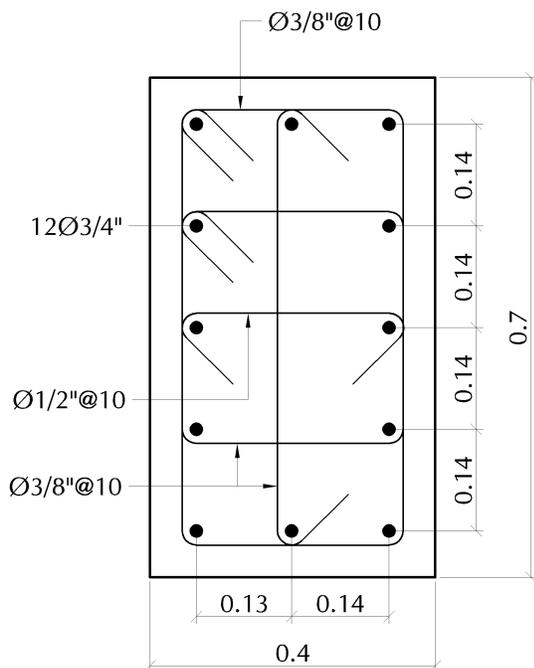


Figura 10. Columna con $P_u > 0.3A_g f'_c$ corregida

En general, siempre que sea posible, se recomienda indicar estribos del mismo diámetro para reducir al mínimo los errores de colocación.

Referencias

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

[2] ASCE (2016). *Minimum design loads for buildings and other structures (ASCE/SEI 7-16)*, American Society of Civil Engineers.

[3] Sabelli R., Pottebaum W., Dean B. (2009). *Diaphragms for seismic loading*.

[4] Jeanty P., Mitchell D., Mirza S. (1988). *Investigation of "Top Bar" Effects in Beams*.

[5] R-001 (2011). Reglamento para el análisis y diseño sísmico de estructuras.