

**UNIVERSIDAD DE ORIENTE  
NÚCLEO DE BOLÍVAR  
ESCUELA DE CIENCIAS DE LA TIERRA  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**



**APLICACIÓN DE PROCEDIMIENTOS PARA EL DISEÑO DE  
NODOS VIGA-COLUMNA EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO  
REFORZADO, BASADOS EN LA NORMA VENEZOLANA 1753-  
2006 Y LAS RECOMENDACIONES ACI 352R-02.**

**TRABAJO FINAL DE GRADO  
PRESENTADO POR EL BACHILLER  
JESÚS FERNANDO PADILLA  
WEHDEKING PARA OPTAR AL  
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**CIUDAD BOLÍVAR, JULIO 2010**

## HOJA DE APROBACIÓN

Este trabajo de grado, intitulado “**APLICACIÓN DE PROCEDIMIENTOS PARA EL DISEÑO DE NODOS VIGA – COLUMNA EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO, BASADOS EN LA NORMA VENEZOLANA 1753-2006 Y LAS RECOMENDACIONES ACI 352R-02**”, presentado por el bachiller **JESÚS FERNANDO PADILLA WEHDEKING**, ha sido aprobado de acuerdo a los reglamentos de la Universidad de Oriente, por el jurado integrado por los profesores:

Nombres:

Firmas:

Profesor Carlos Grus

(Asesor)

Profesor Jacques Edlibi

Jefe del Departamento de Ingeniería Civil

Ciudad Bolívar, Julio de 2010.

## **DEDICATORIA**

A mi madre Aminta Wehdeking, por hacerme ver que en medio de los obstáculos con Dios todo lo puedo.

## **AGRADECIMIENTOS**

En primer lugar, voy a agradecer a Dios Todopoderoso por permitirme vivir y por mostrarme siempre el buen camino.

A mi padre Fernando Padilla y a mi madre Aminta Wehdeking, por haberme traído a la vida, darme una educación de calidad y por haberme dado todo el apoyo necesario para llegar hasta donde he llegado hoy. A mis hermanos Allen, Jasmine, y Jessenia, y en general a todos los familiares y conocidos que de una u otra forma me han apoyado todos estos años.

A la Universidad de Oriente en general, y en particular, a todo el personal docente que compone el Departamento de Ingeniería Civil por haberme dado la formación necesaria para desarrollar con éxito mi carrera como profesional. Un especial agradecimiento a mi tutor académico, el profesor Carlos Grus, por todo ese conocimiento impartido en estos años de estudio y por haberme ayudado a cumplir esta meta.

## **RESUMEN**

Este trabajo de grado se propone, aplicar procedimientos para el diseño de Nodos Viga Columna en estructuras de concreto reforzado, basados en la norma venezolana 1753-2006 “Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural” y la ACI 352R-02 “Recomendaciones para el Diseño de Conexiones Viga Columna en Estructuras Monolíticas de Concreto Reforzado”. El nivel de investigación es de tipo descriptivo y con un diseño documental. Se estableció un marco referencial con bases teóricas y bases legales que incluyeron una selección del articulado que contempla los criterios para el diseño de nodos bajo fuerzas sísmicas severas. Posteriormente, se estableció una comparación mediante una tabla para verificar que tanto coinciden o difieren una norma con respecto a la otra en los chequeos a realizar para asegurar la integridad del nodo; en base a estos criterios, se desarrollaron procedimientos de diseño mediante los cuales se resolvieron 5 problemas típicos. Finalmente se analizaron los resultados y se observó que ambas normas son muy similares y en los ejercicios se observa repetidamente que la contribución del acero de la losa usada por la ACI influye decisivamente sobre el cálculo de momentos probables y cortes de la columna.

## CONTENIDO

<b>HOJA DE APROBACIÓN</b> .....	<b>II</b>
<b>DEDICATORIA</b> .....	<b>III</b>
<b>AGRADECIMIENTOS</b> .....	<b>IV</b>
<b>RESUMEN</b> .....	<b>V</b>
<b>CONTENIDO</b> .....	<b>VI</b>
<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	<b>VIII</b>
<b>LISTA DE TABLAS</b> .....	<b>X</b>
<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>1</b>
<b>CAPÍTULO I</b> .....	<b>4</b>
<b>SITUACIÓN A INVESTIGAR</b> .....	<b>4</b>
1.1 Planteamiento del problema.....	4
1.2 Objetivos de la investigación.....	7
1.2.1 Objetivo general.....	7
1.2.2 Objetivos específicos.....	7
1.3 Justificación de la investigación.....	8
<b>CAPÍTULO II</b> .....	<b>9</b>
<b>MARCO TEÓRICO</b> .....	<b>9</b>
2.1 Antecedentes de la investigación.....	9
2.2 Bases teóricas.....	10
2.2.1 Nodos Viga Columna.....	10
2.2.2 Modos de falla en los nodos.....	16
2.2.3 Objetivos del diseño de nodos viga columna.....	20
2.2.4 Criterios de Diseño de Nodos Viga-Columna.....	21
2.3 Bases legales.....	21
2.3.1 Capítulo (1). Introducción, Alcance y Definiciones.....	22
2.3.2 Capítulo (2). Clasificación de Conexiones Viga-Columna.....	22
2.3.3 Capítulo (3). Consideraciones de diseño.....	23
2.3.4 Capítulo (4). Resistencia Nominal y requisitos de detallado.....	28
2.3.5 NIVEL DE DISEÑO ND3 NODOS.....	42
<b>CAPÍTULO III</b> .....	<b>50</b>
<b>METODOLOGÍA DE TRABAJO</b> .....	<b>50</b>
3.1 Nivel de Investigación.....	50
3.2 Diseño de la Investigación.....	50
3.3 Población y muestra.....	51
3.4 Flujograma de la metodología y descripción del flujograma.....	52
3.4.1 Fase I. Recopilación de la información.....	53
3.4.2 Fase II. Selección de la información.....	53
3.4.3 Fase III. Desarrollo de procedimientos y resolución de problemas.....	54
3.4.4 Fase IV. Procesamiento de la información.....	55
<b>CAPÍTULO IV</b> .....	<b>56</b>
<b>ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS</b> .....	<b>56</b>
4.1 Procedimiento de Diseño de conexiones viga – columna.....	68

4.1.1 Datos iniciales.....	68
4.1.2 Pasos según ACI 352R-02: .....	68
<b>4.2 Procedimiento de Diseño ACI 1753-06 .....</b>	<b>85</b>
4.2.1 Datos iniciales.....	85
4.2.2. Pasos según norma 1753-2006 .....	85
<b>4.3 Ejemplo N° 1. Conexión interna de columna continua .....</b>	<b>95</b>
<b>4.4. Ejemplo N° 2. Conexión de esquina con columna continua. ....</b>	<b>97</b>
<b>4.5 Ejemplo N° 3. Conexión exterior de columna discontinua. ....</b>	<b>98</b>
<b>4.6 Ejemplo N°4. Conexión interna de viga plana.....</b>	<b>99</b>
<b>4.7 Ejemplo N°5 Conexión externa de viga plana. ....</b>	<b>101</b>
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>103</b>
Conclusiones:.....	103
Recomendaciones: .....	104
<b>REFERENCIAS.....</b>	<b>106</b>
<b>APÉNDICE .....</b>	<b>108</b>
<b>Apéndice A .....</b>	<b>108</b>
EJEMPLO N° 1 conexión interna de columna continua .....	108
<b>Apéndice B.....</b>	<b>131</b>
EJEMPLO N° 2 conexión de esquina con columna continua.....	131
<b>Apéndice C.....</b>	<b>165</b>
EJEMPLO N° 3 conexión exterior de columna discontinua.....	165
<b>Apéndice D .....</b>	<b>190</b>
EJEMPLO N° 4 conexión interior de viga plana.....	190
<b>Apéndice E.....</b>	<b>213</b>
EJEMPLO N° 5 conexión exterior de viga plana .....	213
<b>ANEXOS.....</b>	<b>247</b>

## LISTA DE FIGURAS

<b>FIGURA. 2.1 NODO VIGA-COLUMNA TÍPICO (NILSON ARTHUR, 1999).....</b>	<b>10</b>
<b>FIGURA 2.2 NODOS CONFINADOS. A) EN LAS DOS DIRECCIONES. B) EN UNA DIRECCIÓN (NILSON ARTHUR, 1999).....</b>	<b>12</b>
<b>FIGURA 2.3 NODOS INTERIORES A) EN PÓRTICOS UNIDIRECCIONALES ... B) EN PÓRTICOS BIDIRECCIONALES (ACI 352 R-02).....</b>	<b>13</b>
<b>FIGURA 2.4 NODOS EXTERIORES A) EN PÓRTICOS UNIDIRECCIONALES ... B) EN PÓRTICOS BIDIRECCIONALES (ACI 352 R-02).....</b>	<b>14</b>
<b>FIGURA. 2.5 NODOS DE ESQUINA A) EN PÓRTICOS UNIDIRECCIONALES .. B) EN PÓRTICOS BIDIRECCIONALES. (ACI 352 R-02).....</b>	<b>14</b>
<b>FIGURA. 2.6 NODO DE VIGAS PLANAS ..... (ACI 352 R-02).....</b>	<b>15</b>
<b>FIGURA. 2.7 NODO EXCÉNTRICO..... (ACI 352 R-02).....</b>	<b>15</b>
<b>FIGURA. 2.8: NODO DISCONTINUO..... (ACI 352 R-02).....</b>	<b>16</b>
<b>FIGURA.2.9 FORMACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS EN LAS VIGAS (NILSON ARTHUR, 1999).....</b>	<b>17</b>
<b>FIGURA. 2.10 FORMACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS EN LAS COLUMNAS(NILSON ARTHUR, 1999).....</b>	<b>17</b>
<b>FIGURA. 2.11 PÉRDIDA DEL RECUBRIMIENTO DEL REFUERZO LONGITUDINAL DE LAS COLUMNAS (NILSON ARTHUR, 1999).....</b>	<b>18</b>
<b>FIGURA.2.12 PÉRDIDA DEL ANCLAJE DE LAS BARRAS DE LA VIGA (NILSON ARTHUR, 1999).....</b>	<b>19</b>
<b>FIGURA.2.13 FALLA POR CORTE DEL NODO (NILSON ARTHUR, 1999).....</b>	<b>19</b>
<b>FIGURA 2.14 FUERZAS DEL NODO EN SECCIONES CRÍTICAS. T = FUERZA DE TRACCIÓN; C = FUERZA DE COMPRESIÓN; V = FUERZA DE CORTE; SUBÍNDICE B PARA VIGA, SUBÍNDICE C PARA COLUMNA, Y SUBÍNDICE S PARA LOSA .A) DEBIDA A CARGAS GRAVITACIONALES. B) DEBIDA A CARGAS LATERALES. (ACI 352R-02).....</b>	<b>24</b>
<b>FIGURA 2.15 ANCHO EFECTIVO EN CONEXIONES EXTERIORES SIN VIGA .. TRANSVERSAL. (ACI 352R-02).....</b>	<b>26</b>
<b>FIGURA 2.16 DEFINICIÓN DEL ADECUADO CONFINAMIENTO LATERAL DE LOS MIEMBROS PARA EVALUAR EL REFUERZO TRANSVERSAL DEL NODO .A) VISTA DE PLANTA DEL NODO CON VIGAS EN AMBAS DIRECCIONES (X Y Y) PROPORCIONANDO CONFINAMIENTO. B) VISTA DE PLANTA DEL NODO CON VIGAS EN DIRECCIÓN X PROPORCIONANDO CONFINAMIENTO. (ACI 352R-02).....</b>	<b>32</b>

<b>FIGURA 2.17 DIMENSIONES REQUERIDAS DEL REFUERZO TRANSVERSAL</b> .....	<b>33</b>
<b>A) ESTRIBO CERRADO. B) GANCHO SUPLEMENTARIO DE UNA RAMA. (ACI 352R-02).</b> .....	<b>33</b>
<b>FIGURA 2.18 EVALUACIÓN DE LA CORTANTE HORIZONTAL DEL NODO. (ACI 352R-02).</b> .....	<b>36</b>
<b>FIGURA 2.19 DETERMINACIÓN DEL ANCHO EFECTIVO DEL NODO <math>B_j</math>.(ACI 352R-02).</b> .....	<b>36</b>
<b>FIGURA 2.20. SECCIÓN CRÍTICA PARA EL DESARROLLO DEL REFUERZO LONGITUDINAL DE LA VIGA QUE TERMINA EN EL NODO.(ACI 352R-02)....</b>	<b>38</b>
<b>FIGURA 3.1.FLUJOGRAMA DE LA METODOLOGÍA</b> .....	<b>52</b>
<b>FIGURA 4.1 TIPOS DE CONEXIONES</b> .....	<b>68</b>
<b>(ACI 352R-02)</b> .....	<b>68</b>
<b>FIGURA 4.2 SEPARACIÓN MÍNIMA ENTRE BARRAS</b> .....	<b>71</b>
<b>(ACI 318-05)</b> .....	<b>71</b>
<b>FIGURA 4.3 REFUERZO TRANSVERSAL USADO Y LONGITUDES DE GANCHO NORMATIVA. (ACI 318-05)</b> .....	<b>72</b>
<b>FIGURA 4.4 CORTE EN COLUMNA CON DO S VIGAS (ACI 352R-02)</b> .....	<b>77</b>
<b>FIGURA 4.5 CORTE EN COLUMNA CON UNA VIGA (ACI 352R-02)</b> .....	<b>77</b>
<b>FIGURA 4.6 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DEL NODO (ACI 352R-02)</b> .....	<b>78</b>
<b>FIGURA 4.7 SECCIÓN DE VIGA (ACI 352R-02)</b> .....	<b>78</b>
<b>FIGURA 4.8 LONGITUD DE ESTRIBO Y GANCHO. (NORMA 1753-2006)</b> .....	<b>88</b>
<b>FIGURA 4.9 ANCHO EFECTIVO DEL NODO</b> .....	<b>92</b>

## LISTA DE TABLAS

TABLA 4.1 COMPARACIÓN ENTRE LA NORMA 1753-2006 Y LAS RECOMENDACIONES ACI 352 R-02 PARA EL DISEÑO DE NODOS VIGA - COLUMNA EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO.....	57
TABLA4.2 VALORES DE $\gamma$ PARA CONEXIONES VIGA-COLUMNA.....	79
TABLA4.3 VALORES DE $\gamma$ PARA CONEXIONES VIGA-COLUMNA.....	91
TABLA 4.4 ÁREA DE ACERO TRANSVERSAL DE LA COLUMNA EN EL NODO Y ZONA CONFINADA.....	95
TABLA 4.5 MOMENTOS MÁXIMOS PROBABLES.....	95
TABLA 4.6 CORTE EN LA COLUMNA $V_{COL}$ .....	96
TABLA 4.7 CORTES ÚLTIMOS EN EL NODO.....	96
TABLA 4.8 CORTES TEÓRICOS EN EL NODO.....	96
TABLA 4.9 ÁREA DE ACERO TRANSVERSAL DE LA COLUMNA EN EL NODO Y ZONA CONFINADA.....	97
TABLA4.10 MOMENTOS MÁXIMOS PROBABLES.....	97
TABLA 4.11 CORTE EN LA COLUMNA $V_{COL}$ .....	97
TABLA 4.12 CORTES ÚLTIMOS EN EL NODO.....	98
TABLA 4.13 CORTES TEÓRICOS EN EL NODO.....	98
TABLA 4.14 ÁREA DE ACERO TRANSVERSAL DE LA COLUMNA EN EL NODO Y ZONA CONFINADA.....	98
TABLA4.15 MOMENTOS MÁXIMOS PROBABLES.....	99
TABLA 4.16 CORTE EN LA COLUMNA $V_{COL}$ .....	99
TABLA 4.17 CORTES ÚLTIMOS EN EL NODO.....	99
TABLA 4.18 CORTES TEÓRICOS EN EL NODO.....	99
TABLA 4.19 ÁREA DE ACERO TRANSVERSAL DE LA COLUMNA EN EL NODO Y ZONA CONFINADA.....	100
TABLA 4.20. MOMENTOS MÁXIMOS PROBABLES.....	100
TABLA 4.21. CORTE EN LA COLUMNA $V_{COL}$ .....	100
TABLA 4. 22. CORTES ÚLTIMOS EN EL NODO.....	100
TABLA 4. 23. CORTES TEÓRICOS EN EL NODO.....	101
TABLA 4. 24. ÁREA DE ACERO TRANSVERSAL DE LA COLUMNA EN EL NODO Y ZONA CONFINADA.....	101
TABLA 4.25 MOMENTOS MÁXIMOS PROBABLES.....	101
TABLA 4.26. CORTE EN LA COLUMNA $V_{COL}$ .....	102
TABLA 4. 27. CORTES ÚLTIMOS EN EL NODO.....	102
TABLA 4. 28. CORTES TEÓRICOS EN EL NODO.....	102

## INTRODUCCIÓN

Un nodo viga-columna se define como la porción de la columna que se encuentra dentro de la altura de la viga que confluyen hacia ella; es la parte común a estos elementos que se interceptan.

No fue sino hasta los años 70 cuando el papel protagónico del nodo en la conformación de los sistemas estructurales fue reconocido de manera concreta y científica, anteriormente, el diseño de uniones se limitaba a proveer el anclaje adecuado para el refuerzo de los elementos. Sin embargo la creciente utilización de concretos de alta resistencia que genera elementos con secciones transversales más pequeñas y la utilización de barras de refuerzo de diámetros mayores, exigen ahora una mayor atención al diseño y al despiece de las uniones.

Dentro de pórticos de concreto reforzado los nodos viga –columna deben garantizar el cabal desempeño global ante las solicitaciones a las que sean sometidas (gravitacionales, eólicas, sísmico, entre otras) en razón de las funciones para que fueron diseñado.

A pesar de la importancia que tienen los nodos viga columna, hasta hace tres décadas los profesionales del diseño estructural, en muchos casos por carencia de información o de recursos metodológicos suficientes, resolvían intuitivamente su detallado, dando incluso el caso de que con frecuencia esta tarea quedaba en manos de los constructores, que apelaban más a razones prácticas o de simple factibilidad constructiva que a criterios basados en experiencias de rango científico.

La ocurrencia de sismos recientes evidenció que las estructuras con fallas en las conexiones viga-columna eran muy difíciles de reparar, es decir, estaban colapsadas;

queda claro entonces que estas zonas son claves para mantener la integridad estructural. Para prevenir estos mecanismos de falla en los nodos, diferentes países emitieron las primeras recomendaciones para su diseño, dentro de estos la ACI – ASCE 352, de Estados Unidos. Actualmente la Norma Venezolana 1753-2006 establece criterios para el diseño de nodos sometidos a fuerzas sísmicas al igual que las recomendaciones ACI352R-02 exclusivas para el diseño de nodos. Basados en estas normas se ha decidido iniciar esta investigación con el objeto de desarrollar procedimientos para el diseño de nodos viga-columna en estructuras de concreto reforzado.

Para lograr dichos objetivos, el desarrollo de este trabajo de investigación comprende una serie de elementos que se explican y detallan a continuación:

Capítulo I. Situación a investigar: en esta parte se exponen los argumentos que sustentan el planteamiento del problema central de esta investigación. Así mismo, se definen los objetivos de la investigación y la justificación.

Capítulo II. Marco teórico: para cumplir con los objetivos de esta investigación, se presenta un marco referencial sobre los nodos-viga columna que incluye clasificación, modos de falla, objetivos de diseño, criterios de diseño.

Capítulo III. Metodología de trabajo: se explica la forma en que se desarrollará el estudio para poder dar respuesta al problema planteado, haciendo referencia al tipo y diseño de la investigación.

Capítulo IV. Análisis e interpretación de los resultados: en este punto se presentan los resultados obtenidos en la resolución de los problemas prácticos, los procedimientos desarrollados y los cuadros comparativos entre normas.

Conclusiones y recomendaciones: luego de realizada toda la investigación, se presentan las conclusiones finales de acuerdo a lo observado y se formulan las recomendaciones.

Al final se presentan las referencias, apéndices y anexos.

# CAPÍTULO I

## SITUACIÓN A INVESTIGAR

### 1.1 Planteamiento del problema

Las estructuras de concreto reforzado han sido ampliamente usadas debido a la versatilidad y economía que ofrecen a la hora de la construcción de viviendas, edificios, puentes y otras estructuras, las cuales han permitido al hombre mejorar sus condiciones de vida en la sociedad, por tal razón, se hace necesario estudiar ampliamente el comportamiento de las mismas, ya que debido al material con que están hechas es difícil dotarlas de cierta ductilidad, lo cual ante fuerzas sísmicas puede atentar contra la estructura generando en esta colapso, produciéndose así cuantiosas pérdidas en cuanto a materiales y a vidas humanas se refiere.

Las catástrofes sísmicas han puesto de manifiesto las deficiencias en los criterios de diseño y en las prácticas constructivas empleadas por los países del mundo. Los daños observados en edificios de concreto armado durante terremotos tales como; Asnam (1980), México (1985), San Salvador (1986) y Loma Prieta (1989), entre otros fueron producidos por el fallo de las conexiones Viga- Columna.

Las conexiones Viga- Columna son reconocidas como zonas críticas en los pórticos diseñados para resistir la acción de sismos de gran magnitud, según Nilson Arthur, establece que; “los nodos deben diseñarse para resistir las fuerzas que las vigas y las columnas les transfieren incluyendo cargas axiales, flexión, torsión y cortante” (p. 310). Es por esto que en todo diseño debe cumplirse que el acero y el concreto resistan a estos esfuerzos, y así evitar deslizamientos del refuerzo o las fallas por adherencia. El autor anterior en otro orden de ideas expone que; “todas las fuerzas existentes en los extremos de los elementos deben transmitirse a través de la unión a

los elementos de soporte” (p. 315). Por tal razón al asegurar que las uniones absorban las fuerzas estas permitirán que haya una mejor transferencia y disipación de energía acumulada en esta zona.

Dado que, es en los nodos donde se experimentan fuerzas y momentos cuyas magnitudes son mayores a las que se producen en las vigas y en las columnas; una pérdida de resistencia en esta conexión puede generar un mecanismo de colapso local o global de la estructura.

Al no existir criterios con un estándar establecido para el diseño de nodos surge la necesidad, por parte de un grupo de investigadores de los EEUU, Nueva Zelanda, Japón y China de desarrollar trabajos experimentales que permitieron establecer recomendaciones para tal fin, estos estudios arrojaron resultados notables; que proporcionaron criterios que se emplearon en la elaboración del código neozelandés NZS 3101 (1982), el código del Instituto de Arquitectura de Japón (1988) y las recomendaciones del comité ACI –ASCE 352 (1976).

La ACI 352 titulada en su versión más actual (2002): “Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures”, (Recomendaciones para el Diseño de conexiones viga columna en estructuras monolíticas de concreto reforzado), establece métodos de diseño mejorados que se han generado mediante ensayos a escala real de uniones viga-columna, tales recomendaciones suministran una base para el diseño seguro de las uniones viga-columna, tanto para construcciones corrientes como para edificios sometidos a fuerza sísmica.

En nuestro país experiencias como el terremoto de Cariaco (1997), han dejado evidencia de un inadecuado diseño de los nodos tal como describen Oscar López y Luis Espinoza en su Boletín técnico; Derrumbe del Liceo R.M.C. durante el

terremoto de Cariaco de 1997, en los daños observados al Liceo Raimundo Martínez Centeno “pérdida del núcleo de concreto en algunas juntas viga–columna, donde no existía refuerzo transversal”.

La Norma Venezolana 1753-2006 “Proyecto y Construcción de obras en concreto estructural” dentro de los requisitos adicionales para el diseño sismo resistente establece los criterios de diseño para nodos sometidos a fuerzas sísmicas que incurren dentro del rango inelástico. Es importante que se le preste la debida atención al diseño de estas uniones ya que nuestro país presenta zonas de alta sismicidad y la prevención el colapso de las estructuras está íntimamente relacionado con el detallado que se haga de estas áreas capaces de absorber la energía sísmica y disiparla.

Por la necesidad antes expuesta de disipar la energía sísmica, esta investigación pretende desarrollar procedimientos para el diseño de nodos viga-columna en estructuras de concreto reforzado basados en la norma 1753-2006 y las recomendaciones ACI 352, de tal manera que al complementar ambas normas se pueda obtener un mejor criterio para el diseño de nodos en la norma venezolana.

Suscitando así las siguientes interrogantes en mí como investigador, las cuales se han de aclarar con el desarrollo de la investigación propuesta; ¿Será necesario hacer una selección de partes del articulado de la Norma 1753 -2006 y las recomendaciones ACI 352 R-02 con respecto al diseño de nodos viga columna?, ¿Serán plenamente coincidentes o contradictorias la Norma 1753-2006 y las recomendaciones?, ¿Qué ventajas o desventajas presenta la norma venezolana con respecto a la ACI 352 R-02?, ¿En base a los criterios dados se puede crear procedimientos para el diseño de nodos?, ¿Será factible la aplicación de los procedimientos desarrollados en la resolución de problemas prácticos?.

## **1.2 Objetivos de la investigación**

### **1.2.1 Objetivo general**

Aplicar procedimientos para el diseño de Nodos Viga – Columna en estructuras de concreto reforzado, basados en la norma venezolana 1753-2006 y las recomendaciones ACI 352R-02.

### **1.2.2 Objetivos específicos**

1. Seleccionar partes del articulado de la Norma 1753 -2006 y las recomendaciones ACI 352 R-02 para el diseño de nodos viga –columna en estructuras de concreto reforzado.

2. Realizar cuadros comparativos entre la Norma 1753-2006 y las recomendaciones ACI 352 R-02 para el diseño de nodos viga–columna en estructuras de concreto reforzado.

3. Desarrollar procedimientos para el diseño de nodos viga –columna en estructuras de concreto reforzado basados en la norma 1753-2006 y las recomendaciones ACI 352R-02

4. Emplear los procedimientos desarrollados en la resolución de problemas típicos de estructuras de concreto reforzado diseñadas bajo ND-3 según Norma 1753-2006.

### **1.3 Justificación de la investigación**

Este trabajo de investigación a realizar se justifica ya que no existen procedimientos establecidos para el diseño de nodos viga-columna dentro de la norma venezolana, y pueden ser una guía útil a la hora de enfrentar problemas de este tipo. El complementar las normas se reviste de importancia ya que a la hora de aplicarlas se requiere ser lo más preciso posible ya para lograr seguridad en las estructuras.

Así como las conexiones viga columna son de interés en el diseño estructural, también existen otros elementos que aportan resistencia adicional a la estructura sometida a la acción de fuerzas sísmicas, dándole así relevancia no solo al modelo de la estructura, sino a los elementos que la integran.

Por ende este trabajo servirá como base para que otros tesisistas continúen en esta línea de desarrollar procedimientos que llenen los vacíos existentes en las normas utilizadas dentro de la construcción en Venezuela

## **CAPÍTULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **2.1 Antecedentes de la investigación**

La investigación realizada por Johana Teixeira de la especialidad Ingeniería Civil (UCAB) en su trabajo especial de grado titulado “Diseño de Nodos Viga – Columna en pórticos de concreto estructural” concluyó lo siguiente: “La Norma Venezolana 1753 (R) no acoge las prescripciones del ACI 352-02, porque la última Norma fue de publicación posterior. No es de nuestro conocimiento si la Norma acogerá o no las disposiciones del ACI 352-02, ya que esta Norma, hasta la fecha de culminación del presente Trabajo Especial de Grado, aun se encuentra en discusión pública”

Para la investigación que se desarrollará se utilizará la Norma Venezolana 1753-2006 la cual es la publicación actual y las recomendaciones ACI 352-02, este trabajo guarda estrecha relación con el anterior ya que en el mismo se usó la versión anterior de la norma venezolana y aun las recomendaciones no han sido incorporadas dentro de la norma venezolana, y se persigue el mismo propósito de que se logren acoger y poner en práctica. Partiendo de esto se pretende desarrollar procedimientos para el diseño de nodos viga –columna que cumplan todos los requisitos vigentes y puedan ser aplicados en la resolución de problemas típicos.

## 2.2 Bases teóricas

### 2.2.1 Nodos Viga Columna

Un nodo Viga – Columna se define como la porción de la columna dentro de la altura de la viga que se unen hasta ella. (Nilson Arthur, 1999).

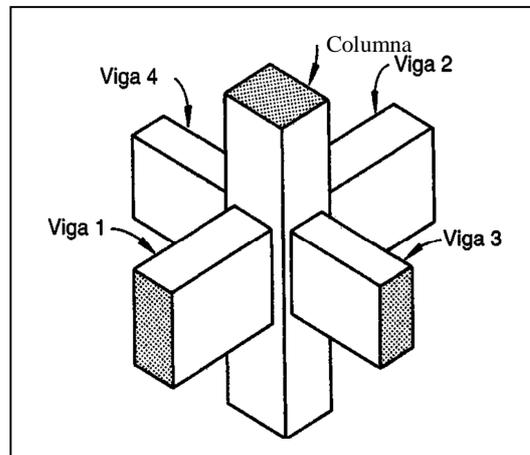


Figura. 2.1 Nodo Viga-Columna Típico (Nilson Arthur, 1999).

2.2.1.1 Clasificación de los Nodos Viga – Columna: según requisitos de disipación de energía y acciones.

❖ De acuerdo al Código ACI 352-02, los nodos se clasifican en Tipo 1 y Tipo 2.

*Los nodos Tipo 1:* unen miembros diseñados para resistir fundamentalmente las acciones gravitacionales y normales de viento, de modo que para el diseño de éstos no se consideran requisitos especiales de ductilidad, ya que, por la naturaleza misma de las acciones que se esperan sobre la estructura, no se esperan deformaciones inelásticas significativas.

*Los nodos Tipo 2:* unen miembros diseñados para resistir, además de las acciones mencionadas para los nodos Tipo 1, acciones eólicas fuertes, explosiones y acciones sísmicas; de modo que para el diseño de estas conexiones se consideran requisitos especiales de ductilidad, ya que, para resistir las acciones antes mencionadas, se requiere que la estructura disipe energía en el rango inelástico.

❖ La Norma Venezolana 1753-2006, clasifica los nodos viga-columna según este criterio, en tres niveles de diseño, denominados ND1, ND2 y ND3.

*Los nodos con ND1:* unen miembros de estructuras ubicadas en zonas con bajo riesgo sísmico (acciones sísmicas esperadas de baja intensidad), por lo que en el diseño de éstos no se contemplan incursiones significativas de la deformación en el rango inelástico.

*Los nodos con ND2:* unen miembros de estructuras ubicadas en zonas con riesgo sísmico intermedio, por lo que en el diseño de éstos se consideran requisitos que contemplen incursiones de la estructura en el rango de respuesta inelástico para cargas de moderada intensidad.

*Los nodos con ND3:* unen miembros de estructuras ubicadas en zonas de alto riesgo sísmico. En el diseño de este tipo de nodos se consideran requisitos especiales de ductilidad, que aseguren grandes disipaciones de energía cuando la estructura incurra en el rango inelástico.

Es importante resaltar que la clasificación de los nodos viga – columna de acuerdo a estos criterios (Tipo 1 y 2 según el ACI 352-02 y ND1, ND2 y ND3 según las NVC 1753) implica el cumplimiento de una serie de disposiciones normativas para que las estructuras sean capaces de resistir las acciones esperadas.

2.2.1.2 Según el grado de confinamiento: Este factor toma en cuenta el grado de confinamiento que puedan aportar al nodo los diferentes miembros que concurren a él. Estos miembros se denominan confinantes, y, para que puedan ser considerados como tales, deben cumplir ciertas condiciones, a saber:

- ❖ Su anchura debe ser mayor o igual que  $\frac{3}{4}$  partes de la anchura de la columna.
- ❖ La distancia que sobresale la columna a cada lado de la viga, no debe superar los 10 cm (4").

Un nodo se considera confinado en una dirección cuando a dos caras opuestas del mismo llegan miembros confinantes. Un nodo se considera confinado en las dos direcciones cuando a sus cuatro caras llegan miembros confinantes. (figura 2.2).

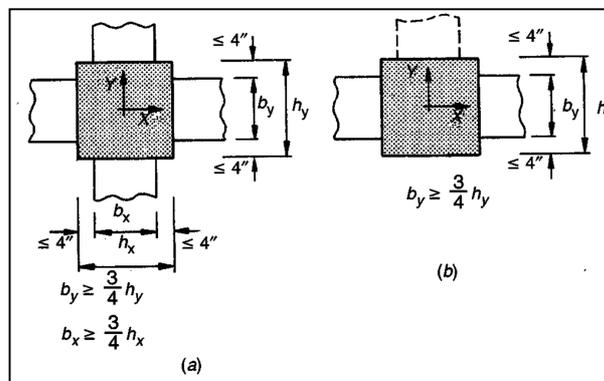


Figura 2.2 Nodos Confinados. a) En las dos direcciones. b) En una dirección (Nilson Arthur, 1999).

2.2.1.3 Según su configuración geométrica y su ubicación dentro de la estructura: según este criterio, los nodos se clasifican en:

- ❖ Nodos interiores: se subdividen en:

- a) Nodos interiores en pórticos unidireccionales (denominados por el ACI 352R-02, nodos interiores sin viga transversal)
- b) Nodos interiores en pórticos bidireccionales, se muestran en la figura 2.3.

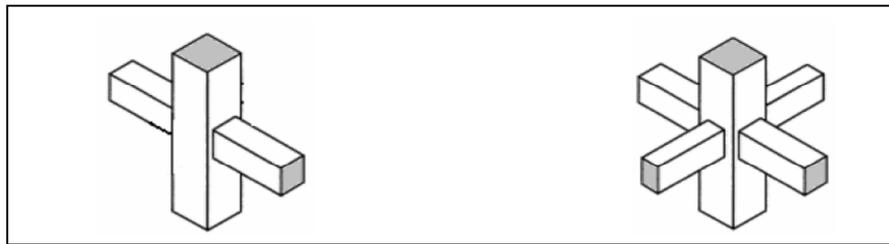


Figura 2.3 Nodos Interiores a) En pórticos unidireccionales  
b) En pórticos bidireccionales (ACI 352 R-02).

❖ Nodos exteriores: estos nodos se subdividen en:

2.2 Nodos exteriores en pórticos unidireccionales (denominados por el ACI 352R-02 nodos exteriores sin viga transversal)

2.3 Nodos exteriores en pórticos bidireccionales, se muestran en la figura 2.4.

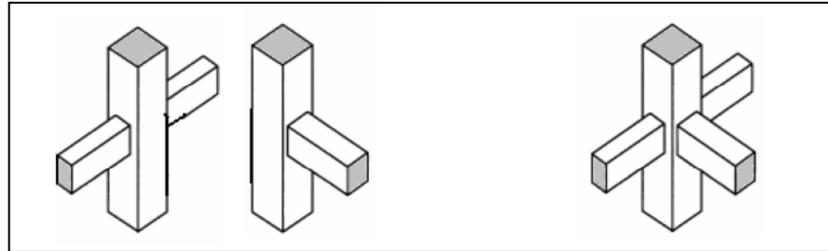


Figura 2.4 Nodos Exteriores a) En pórticos unidireccionales  
b) En pórticos bidireccionales (ACI 352 R-02).

❖ Nodos de esquina: Estos nodos se subdividen de forma análoga a los casos anteriores, se muestran en la figura 2.5.



Figura. 2.5 Nodos de Esquina a) En pórticos unidireccionales  
b) En pórticos bidireccionales. (ACI 352 R-02).

❖ Otros Tipos: nodos con vigas planas, excéntricos y discontinuos.

*Los nodos con vigas planas:* son aquellos en los que la anchura de las vigas que a ellos concurren es mayor que la anchura de la columna, se muestra en la figura 2.6.

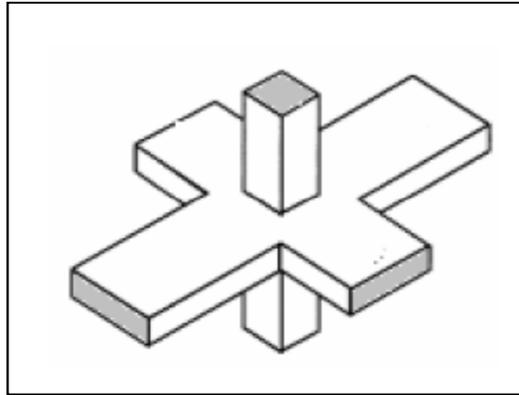


Figura. 2.6 Nodo de Vigas Planas  
(ACI 352 R-02).

*Los nodos excéntricos:* son aquellos en los que el eje central de la viga está desplazado con respecto al eje de la columna. (figura 2.7).

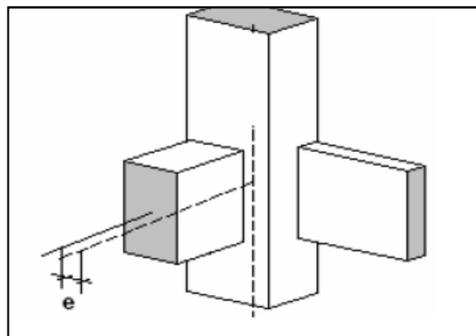


Figura. 2.7 Nodo excéntrico  
(ACI 352 R-02).

*Los discontinuos o nodos de techo (“roof joints”):* son aquellos en los que la columna no continúa (puede ser, por ejemplo, el caso de un nodo ubicado en el último piso de un edificación). (figura 2.8).

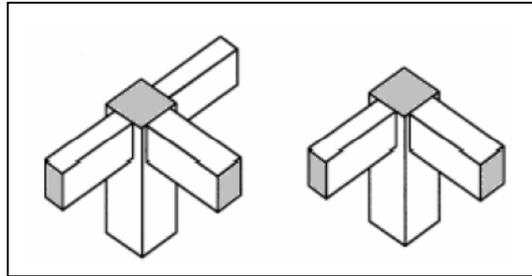


Figura. 2.8: Nodo discontinuo  
(ACI 352 R-02).

Estos tres tipos de nodos pueden ser clasificados dentro de los Tipos 1, 2 ó 3 anteriormente mencionados (interiores, exteriores y de esquina). Así, puede hablarse, por ejemplo, de nodos exteriores en pórticos bidireccionales excéntricos, o de nodos de esquina en pórtico unidireccional, discontinuos, y de vigas planas.

### 2.2.2 Modos de falla en los nodos

Las fuerzas y tensiones internas generadas en el nodo debido a la acción de las cargas sísmicas, pueden producir, si exceden su resistencia, alguno de los siguientes modos de falla:

2.2.2.1 Falla dúctil por flexión en las vigas adyacentes al nodo: es decir, formación de rótulas plásticas en éstas. Es el modo de falla más deseable, puesto que la formación de articulaciones (rótulas) plásticas en las vigas permite la disipación de energía a través de grandes deformaciones sin pérdida de resistencia aparente de la estructura. (figura 2.9).

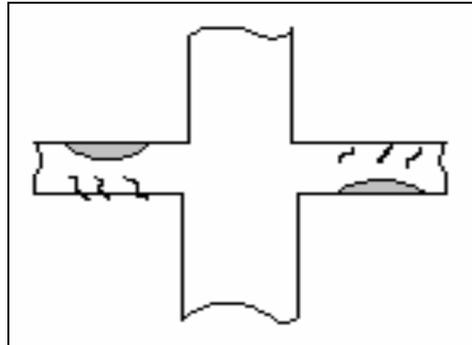


Figura.2.9 Formación de rótulas plásticas en las vigas (Nilson Arthur, 1999).

2.2.2.2 Falla dúctil por flexión en las columnas adyacentes al nodo: es decir, formación de rótulas plásticas en las columnas. Es menos deseable que el anterior, aun cuando el mecanismo es similar. La formación de rótulas en las columnas puede generar una inclinación permanente en la estructura, difícil de reparar. Además, puede verse comprometida la estabilidad de las columnas y por lo tanto la de la estructura. (figura 2.10).

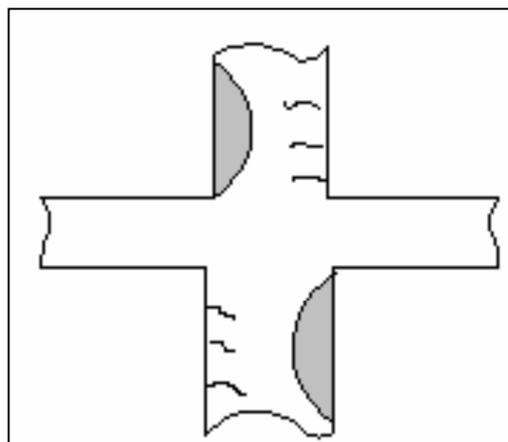


Figura. 2.10 Formación de rótulas plásticas en las columnas (Nilson Arthur, 1999).

2.2.2.3 La pérdida del recubrimiento del acero de refuerzo longitudinal de las columnas en el núcleo del nodo: esta falla es indeseable, básicamente porque debido a la pérdida de recubrimiento se reduce la capacidad de carga por compresión de la columna.(figura 2.11).

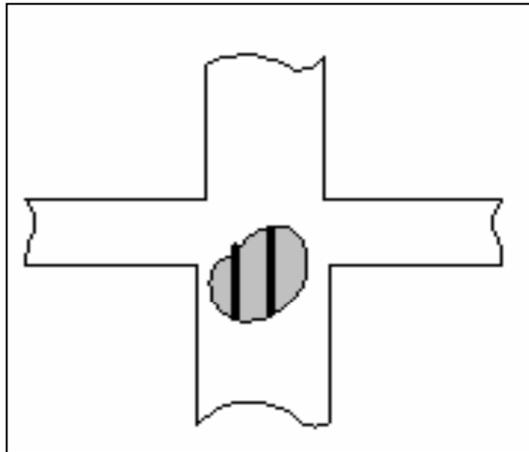


Figura. 2.11 Pérdida del recubrimiento del refuerzo longitudinal de las columnas (Nilson Arthur, 1999).

2.2.2.4 La pérdida del anclaje (adherencia) del refuerzo: este modo de falla es extremadamente inconveniente, porque impide que la estructura transmita el corte lateral. (figura 2.12).

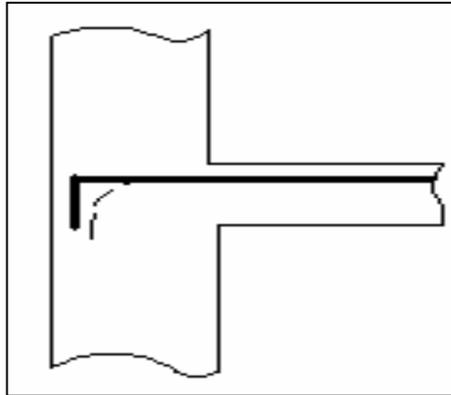


Figura.2.12 Pérdida del anclaje de las barras de la viga (Nilson Arthur, 1999).

2.2.2.5 La falla por corte: es especialmente indeseable, por ser un modo de falla frágil. Este tipo de falla impide la formación de las rótulas plásticas y reduce la capacidad de la estructura de disipar energía inelástica.(figura 2.13).

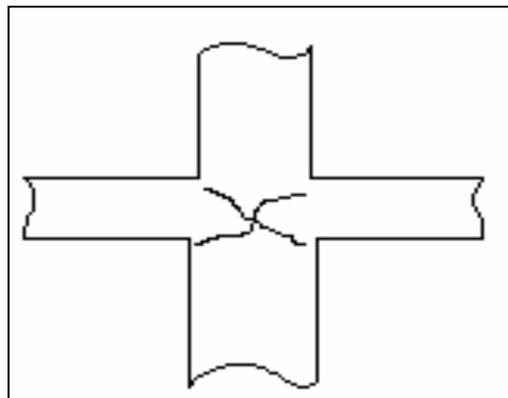


Figura.2.13 Falla por corte del nodo (Nilson Arthur, 1999).

### **2.2.3 Objetivos del diseño de nodos viga columna**

El diseño de nodos tiene como principales objetivos:

2.2.3.1 Preservar la integridad del nodo: de esta manera las capacidades de deformación y resistencia de las vigas y columnas vinculadas a él puedan ser desarrolladas durante un evento sísmico.

2.2.3.2 Prevenir la degradación excesiva de la rigidez del nodo: bajo la acción carga sísmica minimiza el agrietamiento del concreto, y la pérdida de adherencia entre el concreto y el acero longitudinal de vigas y columnas.

2.2.3.3 Prevenir la falla frágil por corte: el primer requisito puede cumplirse con un adecuado confinamiento del concreto del nodo. El segundo puede ser tratado con un adecuado anclaje o con suficiente longitud de transferencia de tensiones del acero de refuerzo longitudinal de las vigas y las columnas. El tercer requisito exige que el nodo tenga suficiente resistencia al corte para resistir la demanda de fuerzas cortantes impuestas por los miembros conectados. El desarrollo de rotaciones inelásticas en las caras del nodo de pórticos de concreto reforzado está asociado a deformaciones unitarias en el acero de refuerzo que exceden la resistencia cedente especificada. Por consiguiente, la fuerza cortante en el nodo generado por el refuerzo a la flexión se calcula para una tensión igual  $274$  a  $1,25 f_y$  en el refuerzo. (Norma 1753-2006).

#### **2.2.4 Criterios de Diseño de Nodos Viga-Columna**

Paulay y Priestley (1992), proponen los siguientes criterios para un desempeño adecuado de los nodos en estructuras dúctiles diseñadas para resistir la acción sísmica, con especial énfasis en las acciones del refuerzo:

1. La resistencia del nodo debe ser mayor que la resistencia máxima de las columnas y que las vigas que llegan a él. La capacidad a cortante de la conexión debe asegurar la fluencia en flexión de las vigas y columnas que llegan a ella, antes de alcanzar el fallo por cortante.
2. La capacidad de la columna no debe verse comprometida por la posible degradación dentro del nodo.
3. Durante sismos moderados, la respuesta de los nodos debe estar preferiblemente dentro del rango elástico.
4. Las deformaciones de los nodos, no deben contribuir al aumento excesivo de las derivas del entrepiso.
5. El detallamiento del nodo debe realizarse de manera tal que facilite el ensamblaje del refuerzo y la colocación del concreto.

### **2.3 Bases legales**

A continuación se citarán los artículos extraídos de las recomendaciones ACI 352R-02 y la norma venezolana 1753-2006, que fueron utilizados para obtener los resultados que se encuentran en el presente trabajo.

### **2.3.1 Capítulo (1). Introducción, Alcance y Definiciones**

(1.2) Alcance: estas recomendaciones se aplican únicamente a estructuras donde se usa concreto de peso normal con una resistencia a la compresión  $f'_c$  que no exceda 15.000 psi (100MPa) en las conexiones.

(1.3) Definiciones: un nodo viga-columna se define como la porción de la columna dentro de la profundidad de la viga más alta que confluye a la columna.

### **2.3.2 Capítulo (2). Clasificación de Conexiones Viga-Columna**

#### **(2.1) Condiciones de Carga**

Las conexiones estructurales son clasificadas en 2 categorías – Tipo1 y Tipo 2 – basadas en las condiciones de carga para la conexión y las deformaciones previstas de los miembros estructurales cuando resisten cargas laterales.

(2.1.1) Tipo1 – Una conexión Tipo 1 está formada por miembros diseñados para satisfacer los requerimientos de resistencia de la ACI 318-02, excluyendo el capítulo 21, para miembros sin deformaciones inelásticas significantes.

(2.1.2) Tipo 2 – En una Conexión Tipo 2, los elementos son diseñados para mantener la resistencia cuando se invierten las deformaciones dentro del rango inelástico.

#### **(2.2) Geometría de la Conexión**

(2.2.1) Estas recomendaciones se aplican cuando el ancho de la viga de diseño  $b_b$  es inferior al más pequeño de  $3b_c$  y  $(b_c+1.5h_c)$ , donde  $b_c$  y  $h_c$  son el ancho y el alto de la columna, respectivamente.

(2.2.2) Estas recomendaciones se aplican a conexiones cuando la línea central de la columna no pasa a través del centroide de la columna, pero solo cuando todas las barras de la viga están ancladas dentro o pasan a través del núcleo de la columna.”

### **2.3.3 Capítulo (3). Consideraciones de diseño**

#### **(3.1) Fuerzas de Diseño y Resistencia**

Todas las conexiones deberían ser diseñadas de acuerdo al Capítulo 4 para la combinación más crítica que resulta de la interacción de las fuerzas multidireccionales que los miembros transmiten a la unión, incluyendo carga axial, flexión, torsión y corte. Estas fuerzas son consecuencia de los efectos de cargas y flujo plástico aplicados externamente, retracción del fraguado, temperatura, asentamiento, o efectos secundarios.

La conexión debería resistir a todas las fuerzas que pueden ser transferidas por elementos adyacentes, usando aquellas combinaciones que producen la distribución más severa de fuerza en la unión, incluyendo el efecto de cualquier excentricidad de los elementos. Las fuerzas que provienen de deformaciones debidas a efectos dependientes de tiempo y temperatura deberían ser tomadas en cuenta. Para conexiones Tipo 2, las fuerzas de diseño que los elementos transfieren a la unión no están limitadas a las fuerzas calculadas de un análisis de cargas mayoradas, pero deberían ser determinadas de las resistencias a la flexión probables de los elementos como define la Sección 3.3 sin usar factores de reducción de resistencia.

### (3.2) Secciones Críticas.

Una unión viga columna debería ser diseñada para resistirse a las fuerzas dadas en la Sección 3.1 en las secciones críticas. Las secciones críticas para la transferencia de las fuerzas de los elementos a la conexión están en las interfaces nodo-elemento. Las secciones críticas para fuerzas cortantes dentro de la unión son definidas en la Sección 4.3.1.

Las recomendaciones de diseño están basadas suponiendo que las secciones críticas están inmediatamente adyacentes a la unión. Se han hecho excepciones para la fuerza cortante y el anclaje de refuerzo en el nodo. La figura 2.14 muestra la unión como un cuerpo libre sobre el cual actúan las fuerzas en las secciones críticas.

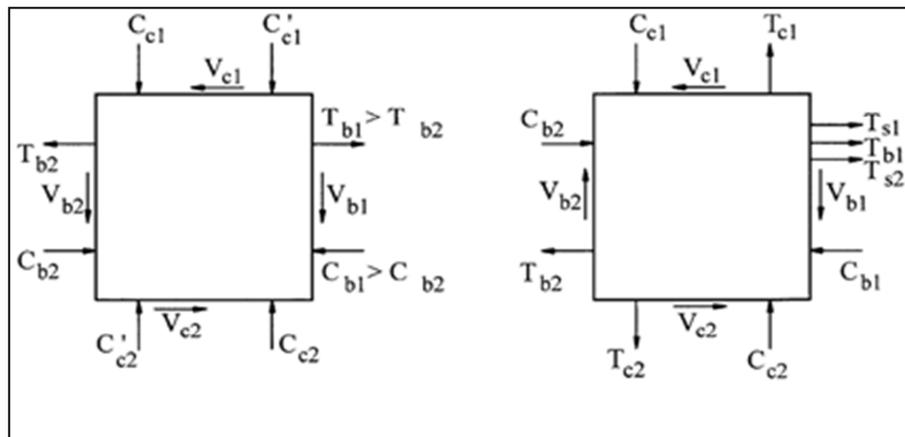


Figura 2.14 Fuerzas del nodo en secciones críticas. T = fuerza de tracción; C = fuerza de compresión; V = fuerza de corte; subíndice b para viga, subíndice c para columna, y subíndice s para losa .a) Debido a cargas gravitacionales. b) Debido a cargas laterales. (ACI 352R-02).

### (3.3) Resistencia de los miembros a flexión.

Las resistencias a la flexión de las vigas y columnas son calculadas para el establecimiento de la demanda de cortante en el nodo (Sección 3.3.4) y para verificar la relación de resistencia a la flexión columna a viga en cada conexión (Sección 4.4)

(3.3.2) Para conexiones Tipo 2, dondequiera los elementos de losa vaciados monolíticamente estén en tracción, la resistencia a la flexión de la viga debería ser determinada considerando el refuerzo de losa dentro del ancho efectivo del ala  $b_e$ , en adición al refuerzo longitudinal a tracción de la viga dentro del alma. Las fuerzas introducidas a la unión deberían estar basadas en la resistencia a la flexión de la viga considerando la contribución de refuerzo efectivo de losa para el momento a flexión negativo (la losa en tracción). El refuerzo de losa debería ser considerado para actuar como el refuerzo a tracción de la viga que tiene igual deformación a aquella que puede ocurrir dentro del alma en la profundidad del acero de la losa. Solo el refuerzo de losa continuo o anclado, se debería considerar para contribuir a la resistencia a flexión de la viga.

Excepto el caso de conexiones exteriores y de esquina sin vigas transversales, el ancho efectivo del ala a tracción  $b_e$  debería ser tomado como el mismo que está prescrito en ACI 318-02 para alas en compresión. La sección 8.10.2 de ACI 318-02 debería ser usada para vigas con losas a ambos lados. La sección 8.10.3 de ACI 318-02 debería ser usada para vigas con losas sobre un lado solamente. El ancho de losa eficaz no debería ser tomada menor que  $2b_b$ , donde  $b_b$  es el ancho del alma de la viga.

En el caso de conexiones exteriores sin vigas transversales, el refuerzo de losa dentro de un ancho efectivo  $(2c_t + b_c)$  centrado en la columna, debería ser considerado para contribuir a la resistencia a flexión de la viga con alas a tracción.

Para conexiones de esquina sin vigas transversales, el ancho efectivo de losa debería ser tomada como  $(c_t + b_c)$  más el más pequeño de  $c_t$  y la distancia perpendicular desde la cara lateral de la columna al borde de la losa paralela a la viga.

La cantidad  $c_t$  es un ancho de losa en dirección transversal igual a la distancia desde la cara interior de la columna al borde de la losa medido en dirección longitudinal, pero sin exceder la profundidad total de la columna en la dirección longitudinal  $h_c$ . El ancho de losa efectivo para conexiones exteriores y de esquina sin vigas transversales no tiene que ser tomada como más que  $1/12$  de la luz de la viga. (figura 2.15)

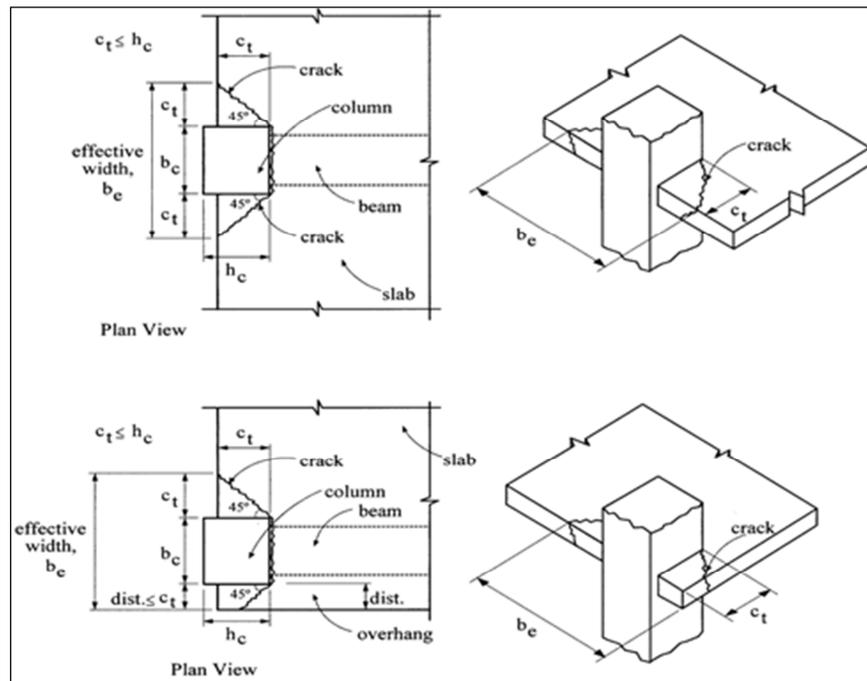


Figura 2.15 Ancho efectivo en conexiones exteriores sin viga transversal. (ACI 352R-02).

(3.3.3) Para conexiones interiores de viga plana Tipo 2, al menos 1/3 del refuerzo longitudinal superior de la viga plana y de la losa que es tributario al ancho efectivo debería pasar por el núcleo confinado de columna.

Para conexiones exteriores Tipo 2 con vigas más anchas que las columnas, al menos 1/3 del refuerzo longitudinal superior de la viga plana y de la losa que es tributario al ancho efectivo debería ser anclado en el núcleo de columna.

Para conexiones exteriores de vigas plana Tipo 2, la viga transversal debería ser diseñada para resistir toda la torsión de equilibrio de la viga y las barras ancladas de la losa en la viga dintel dentro del ancho eficaz de la losa,  $b_e$ , siguiendo las exigencias de la Sección 11.6 de ACI 318-02. El espaciado de refuerzo de torsión en la viga transversal no debería exceder el más pequeño de  $p_h/16$  y 6 in.(150mm) donde el  $p_h$  es el perímetro de la línea central del refuerzo cerrado exterior transversal a torsión de la viga.

(3.3.4) En cada conexión, debe darse la debida consideración para determinar cuáles elementos alcanzarían primero la fluencia a flexión inicial debido a los efectos de carga definidos en la Sección 3.1. Las fuerzas de diseño en el refuerzo de la viga y losa dentro del ancho efectivo en las interfaces elemento-nodo deberían ser determinadas usando un esfuerzo  $\alpha f_y$  para el refuerzo del miembro longitudinal, donde  $f_y$  es el esfuerzo de fluencia especificado de las barras de refuerzo y  $\alpha$  es un multiplicador del esfuerzo.

Para tipo 1,  $\alpha \geq 1.0$

Para tipo 2,  $\alpha \geq 1.25$

#### (3.4) Funcionamiento

Miembros agrietados y una rotación concentrada deben ser esperados cerca de las caras de los nodos donde por lo general los momentos flectores alcanzan sus valores máximos. Las dimensiones de sección de los miembros que confluyen en la conexión deberían satisfacer las exigencias de ACI 318-02 para el agrietamiento y deflexión bajo cargas de servicio.

Las exigencias de funcionamiento son aplicables para los elementos de los pórticos que se encuentran en una unión. Ningunas exigencias adicionales sobre aquellas dadas en ACI 318-02 son especificadas.

### **2.3.4 Capítulo (4). Resistencia Nominal y requisitos de detallado**

#### (4.1) Refuerzo longitudinal de la columna

El refuerzo longitudinal de la columna que pasa a través del nodo debería satisfacer las secciones 10.9.1 y 10.9.2 de la ACI 318 -02.

Para conexiones Tipo 2 las barras longitudinales que se extienden a través del nodo deberían ser distribuidas alrededor del perímetro del núcleo de la columna.

Además, el espaciado de centro a centro entre las barras longitudinales adyacentes a la columna no debería exceder el más grande de 8 in (200mm) y 1/3 de la dimensión de la sección transversal de la columna (o diámetro) en la dirección que el espaciado está siendo considerado. Bajo ninguna circunstancia el espaciado debe exceder 12in (300mm). Las barras longitudinales de la columna se pueden desalinear dentro del nodo en concordancia con la sección 7.8.1 del ACI 318-02 si estribos adicionales, además de la cantidad determinada de la sección 4.2, son proporcionados para satisfacer los requerimientos de fuerza de la sección 7.8.1.3 del ACI 318-02.

#### (4.2) Refuerzo Transversal en el nodo

La transmisión de la carga axial de la columna a través de la región del nodo, y la transmisión de la demanda de cortante de las vigas y columnas en el nodo, requieren un confinamiento lateral adecuado del concreto en el núcleo del nodo con refuerzo transversal, elementos transversales, o ambos, como recomienda la Secciones 4.2.1 y 4.2.2.

El refuerzo transversal debería satisfacer la sección 7.10 de ACI 318-02 como las modificaciones de esta sección.

#### (4.2.2) Conexiones Tipo 2:

(4.2.2.1) Cuando el refuerzo espiral transversal es usado, la relación volumétrica  $\rho_s$  no debería ser menor que:

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (3.1)$$

Pero no debería ser menor que:

$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (3.2)$$

Donde:

$f_{yh}$  = Resistencia a la fluencia específica del refuerzo espiral pero no es mayor a 60.000 psi (420MPa).

(4.2.2.2) Cuando estribos cerrados de confinamiento rectangulares y refuerzo transversal horizontal con ganchos suplementarios como se define en el Capítulo 21 de ACI 318-02 son usados, el área total de la sección transversal en cada dirección del estribo cerrado de confinamiento individual, estribos cerrados de confinamiento superpuestos, o estribos cerrados de confinamiento con ganchos suplementarios del mismo tamaño deberían ser al menos iguales a:

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s_h b_c'' f'_c}{f_{yh}} \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad (3.3)$$

Pero no debería ser menor a:

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s_h b_c'' f'_c}{f_{yh}} \quad (3.4)$$

Donde:

$f_{yh}$  = Resistencia a la fluencia específica del refuerzo del estribo cerrado de confinamientos y ganchos suplementarios, pero no es mayor a 60.000 psi (420MPa).

(4.2.2.3) Para conexiones formadas por miembros que son parte del sistema primario para resistir cargas sísmicas laterales, el espaciado de centro-a-centro entre las capas de refuerzo horizontal transversal (estribos cerrados de confinamiento o estribos cerrados de confinamiento y ganchos suplementarios),  $s_h$ , no debería exceder el menor valor de 1/4 de la dimensión de columna mínima, seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna a ser confinadas, y 6 in. (150 mm). Cuando se usan ganchos suplementarios, se deberían proporcionar en cada capa de refuerzo horizontal transversal. El espaciado de centro-a-centro lateral entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento superpuestos no

debería ser mayor a 12 in. (300 mm), y cada extremo de un gancho suplementario debería engancharse a las barras longitudinales de refuerzo periféricas.

(4.2.2.4) Si una conexión está entre los miembros que no son parte del sistema primario para resistir cargas sísmicas laterales, pero los miembros deben ser diseñados para mantener la resistencia cuando se invierten las deformaciones dentro del rango inelástico para la compatibilidad de las deflexiones con el sistema primario, el espaciado de centro-a-centro vertical entre las capas de refuerzo transversal horizontal (estribos cerrados de confinamiento o estribos cerrados de confinamiento y ganchos suplementarios  $s_h$ ), no deberían exceder el más pequeño de  $1/3$  de la dimensión la de columna mínima y 12in (300mm). Cuando se usan ganchos suplementarios, se deberían proporcionar en cada capa de refuerzo horizontal transversal.

(4.2.2.5) El refuerzo horizontal transversal, definido en las Secciones 4.2.2.1 y 4.2.2.2, se debería proporcionar a no ser que la unión sea confinada en todos los lados por los elementos estructurales que satisfacen la Sección 4.2.1.4 (a) en cuyo caso el refuerzo no debería ser menos de la mitad del requerimiento en las Secciones 4.2.2.1 y 4.2.2.2. Las limitaciones de espaciado de las Secciones 4.2.2.3 y 4.2.2.4 se aplican sin tomar en cuenta las condiciones de confinamiento.

(4.2.1.4. a) Donde las vigas llegan a los 4 lados del nodo y donde el ancho de cada viga es al menos  $3/4$  del ancho de la columna y no deja más que 10cm del ancho de la columna sin cubrir a cada lado de las vigas. (figura 2.16)

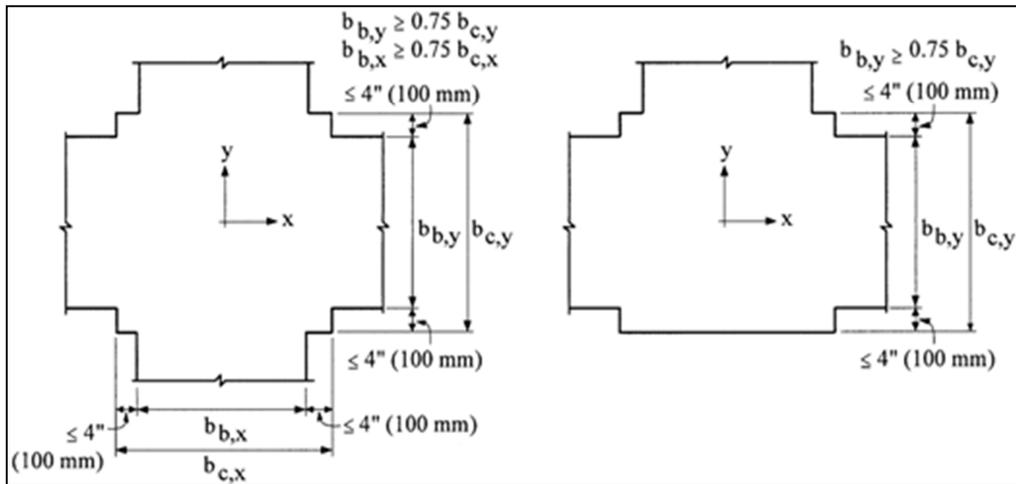


Figura 2.16 Definición del adecuado confinamiento lateral de los miembros para evaluar el refuerzo transversal del nodo .a) Vista de planta del nodo con vigas en ambas direcciones (X y Y) proporcionando confinamiento. b) Vista de planta del nodo con vigas en dirección X proporcionando confinamiento. (ACI 352R-02).

(4.2.2.6) Todos los estribos cerrados de confinamiento deberían ser cerrados con ganchos sísmicos como está definido en la Sección 21.1 de ACI 318-02. Los ganchos suplementarios de una sola rama deberían ser como se define en la Sección 21.1 de ACI 318-02. Los extremos de 90 grado adyacentes a los ganchos suplementarios de una sola rama deberían ser alternados sobre las caras opuestas de la columna, excepto para conexiones exterior y de esquina donde los ganchos suplementarios doblados de 135 grados siempre deberían ser usados en la cara exterior del nodo. (figura 2.17)

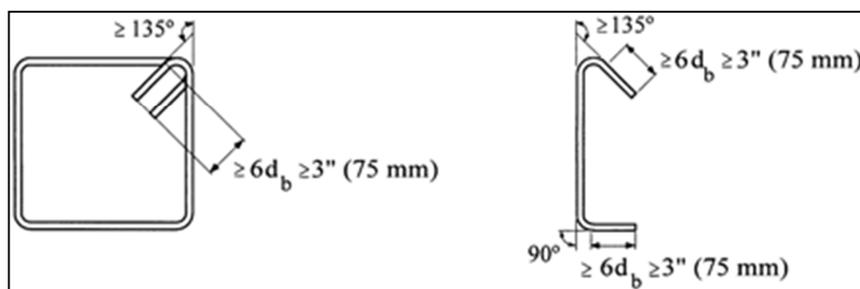


Figura 2.17 Dimensiones requeridas del refuerzo transversal

a) Estribo cerrado. b) Gancho suplementario de una rama. (ACI 352R-02).

(4.2.2.7) El refuerzo horizontal transversal, en cantidades especificadas en las Secciones 4.2.2.1 y 4.2.2.2, debería ser colocado en la columna adyacente al nodo, sobre la longitud especificada en el Capítulo 21 de ACI 318-02.

(4.2.2.8) Cuando las barras terminales de las vigas están más cercanas al refuerzo longitudinal de la cara libre horizontal de un nodo con una columna discontinua, ellas deberían ser colocados dentro de los estribos verticales. Los estribos deberían extenderse por la altura total del nodo. El área de las ramas de estribo verticales debería satisfacer Eq. (4.5) usando el espaciado de estribo longitudinal en lugar de  $s_h$  y la resistencia a la flexión especificada de estribos en lugar de  $f_{yh}$ . El espaciado de centro-a-centro de estribos no debería exceder el más pequeño de  $1/4$  del ancho de la viga, seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la viga a ser confinadas y 6 in (150 mm). Cada esquina y barra alternas de la viga en la capa exterior debería estar rodeada de estribos de esquina de 90 grados. Para facilitar la colocación de refuerzo vertical transversal, estribos invertidos en forma de U sin ganchos de 135 grados pueden ser usados siempre que la longitud de anclaje sea suficiente para desarrollar la resistencia a la flexión del estribo conforme a ACI 318-02, disposiciones para el desarrollo de barras rectas en tracción.

La sección crítica para el anclaje de este refuerzo debería ser tomada como la línea central del refuerzo longitudinal de la viga más cercana a la cara no confinada.

(4.3) Cortantes en el nodo para conexiones Tipo 1 y Tipo2.

(4.3.1) Para conexiones con vigas que confluyen en dos direcciones perpendiculares: la fuerza cortante horizontal en el nodo debe calcularse independientemente en cada dirección. La fuerza de diseño debe calcularse en un plano horizontal a la mitad de la altura de la unión considerando las fuerzas cortantes en los extremos del cuerpo libre del nodo así como también las fuerzas normales de tracción y compresión en los miembros que confluyen al nodo, como recomienda la sección 3.1 (figura 2.18). La ecuación siguiente debería satisfacerse:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.5)$$

Donde  $\phi = 0.85$  y  $V_n$ , la resistencia nominal a la cortante del nodo, es:

$$V_n = \gamma \sqrt{f'_c} b_j h_c \text{ (psi)} \quad (3.6)$$

$$V_n = 0.083 \sqrt{f'_c} b_j h_c \text{ (MPa)} \quad (3.7)$$

Donde:

$b_j$ = Ancho efectivo del nodo como está definido en la ecuación (3.7).

$h_c$ = Espesor de la columna en dirección de la cortante del nodo en consideración.

Cuando los espesores de la columna cambian en el nodo y las barras de la columna están desalineadas de acuerdo a la sección 4.1,  $h_c$  debería ser tomado como el valor mínimo. Si la columna no tiene una sección transversal rectangular o si los lados del rectángulo no son paralelos a los vanos, esta debería ser tratada como una columna cuadrada que tiene la misma área.

El ancho efectivo del nodo  $b_j$  no debería exceder el más pequeño de :

$$\frac{b_b + b_c}{2} \quad (3.8)$$

Y

$$b_b + \sum \frac{mh_c}{2} \quad (3.9)$$

Donde:

$b_b$  = Ancho de la viga longitudinal.

Para nodos donde la excentricidad entre la línea central de la viga y el centroide de la columna excede  $b_c/8$ ,  $m = 0.3$  debería usarse; para todos los demás casos,  $m = 0.5$ . El término de la sumatoria debería ser aplicado en cada lado de la unión donde el borde de la columna se extiende más allá del borde de la viga. El valor de  $mh_c/2$  no debería ser tomado más grande que la extensión de la columna más allá del borde de la viga. Si hay sólo una viga en la dirección de la carga,  $b_b$  debería ser tomado igual al ancho de la viga. Cuando vigas de anchos distintos lleguen a lados opuestos de la columna en dirección de la carga,  $b_b$  deberían ser tomados como el promedio de los dos anchos. (figura 2.19)

La constante para ecuación 3.6 está dada en la tabla 1 y depende de la clasificación de la conexión, definida en la Sección 4.3.2, y el tipo de conexión, definido en el Capítulo 2.

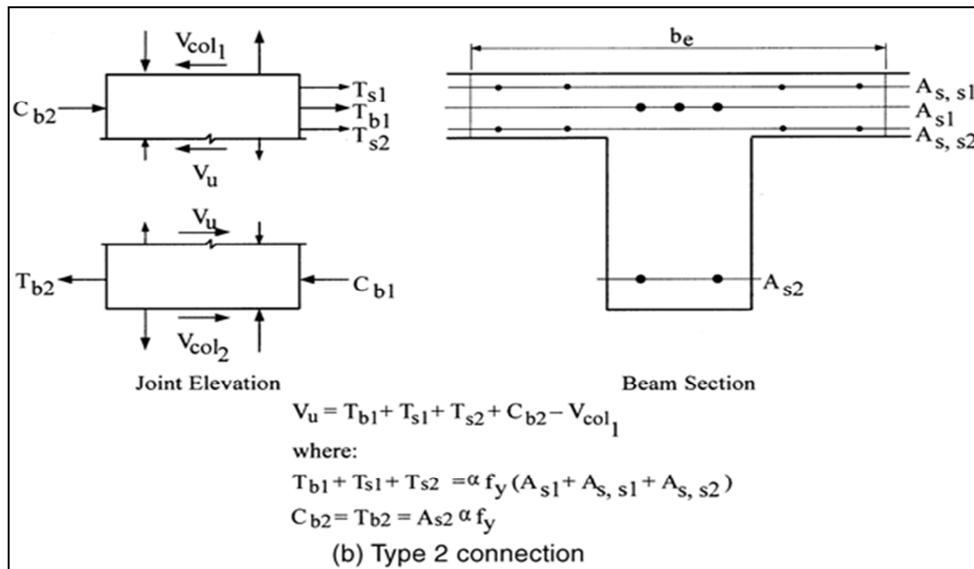


Figura 2.18 Evaluación de la cortante horizontal del nodo. (ACI 352R-02).

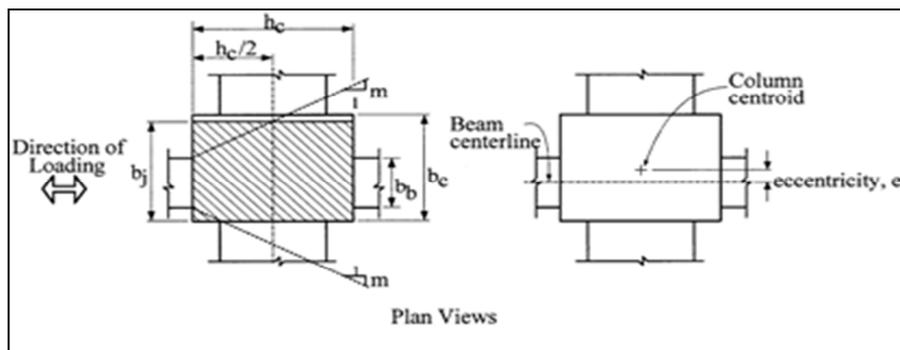


Figura 2.19 Determinación del ancho efectivo del nodo  $b_j$ .(ACI 352R-02).

(4.3.2) Para calcular la resistencia a cortante del nodo: las conexiones son clasificadas según el número de lados verticales confinados por elementos horizontales que llegan a la unión, y si la columna es continúa o discontinua. Para que

un lado del nodo sea considerado efectivamente confinado, el miembro estructural horizontal debería cubrir al menos  $3/4$  del ancho de la columna, y la profundidad de la sección total del miembro confinado debería ser no menos que  $3/4$  de la profundidad total del miembro más alto que llega a la unión. Esta clasificación es válida para uniones con vigas no cargadas o pedazos de columna que también pueden ser considerados como miembros confinantes si ellos se extienden al menos una profundidad efectiva más allá de la cara del nodo y cumplen las exigencias dimensionales para la totalidad de los miembros estructurales.

#### (4.4) Flexión

(4.4.1) La resistencia a la flexión de los miembros de la conexión deberían incluir el aporte de la losa definido en la sección 3.3.

(4.4.2) Para conexiones Tipo 2 que son parte del sistema primario para resistir cargas sísmicas laterales, la suma de las resistencias nominales a flexión de las secciones de columna encima y debajo de la unión, calculada usando la carga axial mayorada que produce la resistencia a flexión mínima de la columna, no debería ser menor de 1.2 veces la suma de las resistencias nominales a la flexión de las secciones de viga en el nodo. Para conexiones con vigas que confluyen desde dos direcciones perpendiculares, esta disposición debería ser comprobada por separado en cada dirección. No requieren esta verificación en conexiones en el nivel de azotea de edificios.

(4.4.3) Para conexiones Tipo 2 que no son la parte del sistema primario que resiste a cargas sísmicas laterales, Sección 21.11 de ACI 318-02 deberían ser cumplidas.

#### (4.5) Desarrollo del refuerzo.

(4.5.1) Secciones Críticas: para el desarrollo del refuerzo del elemento longitudinal - Para vigas, la sección crítica para el desarrollo de refuerzo, con gancho con o con cabeza, deberían ser tomadas en la cara de la columna para el Tipo 1 conexiones y en el borde exterior del núcleo de la columna para conexiones Tipo 2. El borde exterior del núcleo de la columna corresponde al borde exterior del refuerzo transversal del nodo. Para columnas, la sección crítica debería ser tomada como el borde exterior del refuerzo longitudinal de la viga que pasa en la unión. (figura 2.20)

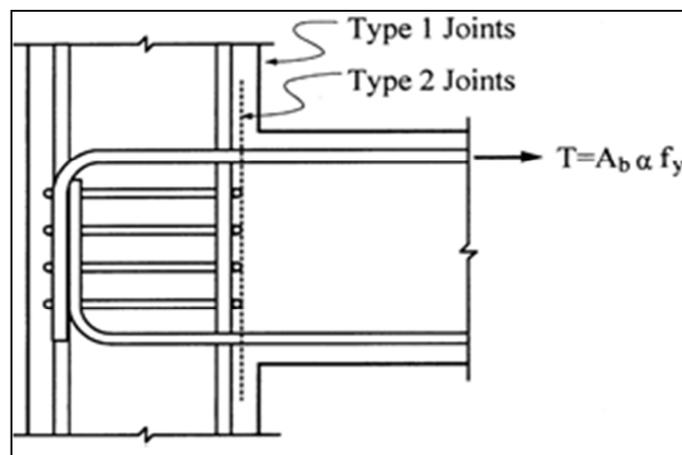


Figura 2.20. Sección crítica para el desarrollo del refuerzo longitudinal de la viga que termina en el nodo.(ACI 352R-02).

(4.5.2) Barras con ganchos que se terminan en la conexión.

(4.5.2.1) Los ganchos deberían ser localizados dentro de 2 in (50 mm) de la extensión del núcleo confinado lo más lejos de la sección crítica para desarrollo, como se definió en la Sección 4.5.1. Para vigas con más de una capa de refuerzo a flexión, las colas de las subsecuentes capas de refuerzo debería ser localizado dentro de de la cola adyacente. Las disposiciones para longitud de desarrollo de la Sección 4.5.2.3 para conexiones Tipo 1 y 2.3.7.1 para conexiones Tipo 2 deberían ser

cumplidas. La longitud de desarrollo mínima  $l_{dh}$ , como se definirá en las secciones siguientes, no debería ser menor que el más pequeño de  $8d_b$  y 6 in (150 mm).

(4.5.2.2) La extensión de la cola de los ganchos se debería proyectar hacia la altura media de la unión.

(4.5.2.4) Para conexiones Tipo 2, barras que terminan dentro del núcleo del nodo confinado deberían ser ancladas usando un gancho estándar de 90 grado. La longitud de desarrollo, medida desde la sección crítica como se definió en la Sección 4.5.1, debería ser calculada así:

$$l_{dh} = \frac{\alpha f_y d_b (\text{psi})}{75 \sqrt{f'_c} (\text{psi})} \quad (3.10)$$

$$l_{dh} = \frac{\alpha f_y d_b (\text{MPa})}{6.2 \sqrt{f'_c} (\text{MPa})} \quad (3.11)$$

Donde:

$\alpha$  = Multiplicador de esfuerzo para el refuerzo longitudinal en la interface nodo-elemento para conexiones tipo 2.

a) Si el refuerzo transversal del nodo es proporcionado en un espaciado menor o igual que a tres veces el diámetro de la barra siendo desarrollada,  $l_{dh}$ , como está dado en Eq. (4.10), puede ser multiplicado por 0.8.

b) En conexiones exteriores, el refuerzo longitudinal de la viga que pasa fuera del núcleo de la columna debería ser anclado en el núcleo de la viga transversal siguiendo los requisitos de la Sección 4.5.2.3. La sección crítica para el

desarrollo de tal refuerzo debería ser el borde exterior del núcleo de la viga.

(4.5.2.5) Para múltiples capas de refuerzo, las barras en cada capa deberían seguir las exigencias de las Secciones 4.5.1 y 4.5.2 como sea apropiado.

(4.5.3) Barras con cabeza que terminan en la conexión

(4.5.3.1) Las barras con cabeza deberían cumplir la especificación ASTM A970.

(4.5.3.2) Las barras con cabeza deberían ser localizadas en el núcleo confinado dentro de 2 in. (50 mm) de la parte posterior del núcleo confinado. La longitud de desarrollo mínima  $l_{dt}$ , como se define en las secciones siguientes, no debería ser menos de  $8d_b$  o 6 in. (150 mm).

(4.5.3.3) Para conexiones Tipo 1 y Tipo 2 la longitud de desarrollo  $l_{dt}$  de una barra con cabeza debería ser tomada como 3/4 del valor calculado para barras con ganchos.

Para barras con cabezas adyacentes a una cara libre del nodo que tienen un recubrimiento lateral normal al eje longitudinal de la barra menor que  $3d_b$ , cada cabeza transversalmente debería ser restringida por un estribo o la rama de un estribo cerrado de confinamiento que es anclado en el nodo. Para barras en conexiones Tipo 2 que se espera experimenten deformaciones inelásticas significativas, la resistencia de la rama del estribo cerrado de confinamiento debería ser igual a 1/2 de la resistencia a flexión de la barra siendo desarrollada; de otra manera, la resistencia de la rama del estribo cerrado de confinamiento debería ser igual a 1/4 de la resistencia a la flexión de la barra siendo desarrollada. Si el recubrimiento lateral es mayor que  $3d_b$ , la fuerza a restringir debería ser determinada usando la propuesta de diseño

ACI 349, sin embargo, siempre deberían proporcionar el refuerzo mínimo transversal requerido.

(4.5.4) Barras de vigas y columnas pasando a través de la conexión

Para conexiones Tipo 2, en la construcción con columnas más anchas que las vigas, todas las barras rectas de vigas y de columna que pasan por la unión deberían ser seleccionadas así:

$$\frac{h_{(column)}}{d_{b(beam\ bars)}} \geq 20 \frac{f_y}{60.000} \geq 20 \text{ (psi)} \quad (3.12)$$

$$\frac{h_{(column)}}{d_{b(beam\ bars)}} \geq 20 \frac{f_y}{420} \geq 20 \text{ (MPa)} \quad (3.13)$$

Y

$$\frac{h_{(beam)}}{d_{b(column\ bars)}} \geq 20 \frac{f_y}{60.000} \geq 20 \text{ (psi)} \quad (3.14)$$

$$\frac{h_{(beam)}}{d_{b(column\ bars)}} \geq 20 \frac{f_y}{420} \geq 20 \text{ (MPa)} \quad (3.15)$$

Para la construcción de vigas planas, el refuerzo longitudinal de la viga que pasa por fuera del núcleo de la unión debería ser seleccionado así:

$$\frac{h_{(column)}}{d_{b(beam\ bars)}} \geq 24 \frac{f_y}{60.000} \geq 24 \text{ (psi)} \quad (3.16)$$

$$\frac{h_{(column)}}{d_{b(beam\ bars)}} \geq 24 \frac{f_y}{420} \geq 24 \text{ (MPa)} \quad (3.17)$$

(4.6) Refuerzo transversal de la viga.

(4.6.1) En conexiones tipo2: el refuerzo transversal requerido por las secciones 21.3.3.1 y 21.3.3.2 de ACI 318-02 debería ser proporcionado en las vigas adyacentes a la unión.

(4.6.2) Para conexiones de viga plana tipo 2 con esfuerzos cortantes de viga calculados, basados en el área bruta, menor que  $2\sqrt{f'_c}$ (psi) ( $0.17\sqrt{f'_c}$ [MPa]) el espaciado máximo del refuerzo transversal dentro de la zona de la rotula plástica de la viga, debería ser el menor de  $\frac{1}{2}$  del espesor de la viga plana, 8 veces el diámetro de la barra longitudinal, o 24 veces el diámetro de la barra del estribo. Deberían proporcionarse un mínimo de cuatro ramas de estribo

A continuación se citarán los artículos extraídos de la norma 1753-2006, que fueron utilizados para obtener los resultados que se encuentran en el presente trabajo.

### **2.3.5 NIVEL DE DISEÑO ND3 NODOS**

(18.5.1) Requisitos

Los nodos viga-columna deben ser capaces de resistir en ambas direcciones principales, las fuerzas cortantes debidas a los momentos máximos probables  $M_{pr}$  de las vigas y columnas concurrentes a ellos, siempre que no sean menores que los cortes mayorados  $V_u$  obtenidos del análisis con las combinaciones de solicitaciones. Para efectos de cálculo, la tensión en los aceros de refuerzo a tracción de las vigas, se tomará mayor o igual que  $1,25 f_y$ .

La resistencia de diseño del nodo, según la Tabla 9.4, se calculará con el factor de minoración de resistencia  $\phi = 0,85$ .

Un nodo se considera confinado, cuando en todas sus caras llegan miembros confinantes. Un miembro se considera confinante cuando cubre al menos  $\frac{3}{4}$  partes de la cara del nodo.

#### (18.5.2) Resistencia al corte

Para concretos con agregado normal la resistencia teórica al corte del nodo, no excederá los siguientes valores.

Para nodos confinados:

$$V_c = 5.3\sqrt{f'_c}A_j \quad (3.18)$$

Para nodos conectados por dos o tres miembros confinantes:

$$V_c = 4.0\sqrt{f'_c}A_j \quad (3.19)$$

Para otros casos:

$$V_c = 3.2\sqrt{f'_c}A_j \quad (3.20)$$

Donde:

$A_j$  = Área horizontal efectiva de la sección transversal del nodo en un plano paralelo al acero de refuerzo que genera el corte en el nodo, igual al producto  $b_j h_j$ , en  $\text{cm}^2$ .

$b_j$  = Anchura efectiva del nodo. En vigas de menor anchura que la columna, la anchura efectiva del nodo es igual al menor valor entre: a) la anchura menor de la viga más la profundidad del nodo o; b) la anchura menor de la viga más dos veces la menor distancia perpendicular al eje de la viga, desde el borde de esta al borde la columna, sin exceder la anchura de la columna.

$h_j$  = Profundidad del nodo igual a la dimensión de la columna paralela a la dirección de las vigas. Cuando se trate de concretos elaborados con agregados livianos, la resistencia teórica al corte del nodo, no debe exceder el 75% de las resistencias para concretos de agregado normal.

### (18.5.3) Acero de refuerzo transversal por confinamiento en los nodos

El acero de refuerzo transversal especificado en la Sección 18.4.5 se colocará dentro del nodo, a menos que el mismo esté confinado. En este caso, se permite reducir la cantidad del acero de refuerzo transversal al 50% de lo exigido por las Subsecciones 18.4.5.1 y 18.4.5.2, el cual será detallado según la Sección 18.4.5 en una altura igual a la menor altura de las vigas concurrentes y con una separación no mayor de 15 cm.

Cuando en una dirección el nodo no está confinado por vigas, el acero de refuerzo transversal exigido por las Subsecciones 18.4.5.1 y 18.4.5.2 y detallado según la Sección 18.4.5, será dispuesto a través del nodo para suministrar confinamiento al acero de refuerzo longitudinal de la viga cuando este quede fuera del núcleo de la columna.

#### (18.4.5) Diseño del refuerzo transversal

A menos que el diseño por corte según la Sección 2.3.9.6 requiera una cantidad mayor, se dispondrá el acero de refuerzo transversal por confinamiento especificado en las subsecciones 18.4.5.1 a 18.4.5.4.

El acero de refuerzo transversal especificado en las subsecciones 18.4.5.1 a 18.4.5.3, se dispondrá a lo largo de la longitud  $L_o$ , medida desde cada cara del nodo y a ambos lados de cualquier sección en donde se considere probable que ocurra la cedencia por flexión, a consecuencia de los desplazamientos laterales inelásticos en la estructura.

La longitud  $L_o$ , será la mayor de:

- a. La mayor dimensión de la sección transversal del miembro;
- b.  $1/6$  de la altura libre del miembro;
- c. 45 cm.

En la dirección del acero de refuerzo longitudinal, las ligaduras cerradas quedarán separadas a una distancia no mayor que:

1. Un cuarto de la menor dimensión del miembro;
2. Seis veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro;
3. El valor  $s_x$ , definido por la fórmula:

$$s_x = 10 + \frac{35-h_x}{3} \quad (3.21)$$

Donde:

$$10 \leq s_x \leq 15 \text{ cm.}$$

En la sección transversal del miembro estructural, las ligaduras cerradas, simples o múltiples, se espaciarán en cada dirección una distancia  $h_x$ , no mayor de 35 cm. centro a centro.

Cuando el acero de refuerzo transversal por confinamiento especificado en la subsecciones 18.4.5.1 a 18.4.5.3 no se requiera en toda la altura de la columna, la longitud de la columna fuera de la zona confinada quedará reforzada con ligaduras cerradas, cuya separación, centro a centro, no excederá el menor de los dos valores siguientes:

1. Seis veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro;
2. 15 cm.

Cuando se utilicen zunchos o espirales como acero de refuerzo transversal, su separación máxima será 7,5 cm y la mínima 2,5 cm, además deben cumplir lo especificado en la sección 7.5.1.

#### (18.4.5.1) Acero de refuerzo helicoidal

La cuantía de refuerzo helicoidal,  $\rho_s$ , no será menor que la requerida por la fórmula (3.22) respetando el límite inferior dado por la fórmula:

$$\rho_s = 0,12 f'_c / f_{yt} \quad (3.22)$$

#### (18.4.5.2) Ligaduras

En cada dirección principal de la sección transversal de la columna, el área total de las ligaduras cerradas, no será menor que el mayor de los valores dados por las fórmulas (3.23) y (3.24), donde  $h_c$ , es la dimensión transversal del núcleo de la columna o de un miembro de borde de un muro estructural, medida centro a centro del acero de confinamiento:

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s h_c f'_c}{f_{yt}} \left( \frac{A}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (3.23)$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s h_c f'_c}{f_{yt}} \quad (3.24)$$

Como refuerzo transversal, se deberá utilizar ligaduras cerradas, simples o múltiples. Como complemento se podrán usar ligaduras de una rama, con igual diámetro y separación que las anteriores, de forma tal que cada extremo abrace una barra longitudinal. Los ganchos de las ligaduras, se doblarán a  $135^\circ$  y tendrán una longitud de 6 diámetros ó 7,5 cm, la que sea mayor.

#### (18.5.4) Longitudes de anclaje del acero de refuerzo longitudinal.

El acero de refuerzo longitudinal de la viga que termine en una columna, se extenderá a la cara más lejana del núcleo confinado de la columna y se anclará en tracción de acuerdo con la subsección 18.5.4.1 y en compresión según el Capítulo 12.

## (18.5.4.1) Barras con ganchos

En concretos con agregados normales y cuando se trate de barras No. 3 a No. 11, la longitud de transferencia de tensiones por anclaje  $L_{dh}$  para una barra con un gancho estándar de  $90^\circ$ , no será menor que  $8d_b$ , 15 cm o la longitud requerida por la fórmula :

$$L_{dh} = \left( \frac{d_b f_y}{17.2 \sqrt{f'_c}} \right) \quad (3.25)$$

Para concretos con agregados livianos, los valores de la longitud de anclaje anteriormente mencionado, deben incrementarse en un 25%. En todo caso, el gancho de  $90^\circ$  de la barra, debe estar situado dentro del núcleo confinado de una columna o de un miembro de borde.

## (18.5.4.2) Barras rectas

Para barras sin ganchos, cuyos diámetros no excedan al de la barra No. 11, la longitud de anclaje será: a) por lo menos igual a 2.5 veces la longitud exigida en la Subsección 18.5.4.1 cuando el espesor de concreto vaciado por debajo de la barra es igual o menor que 30 cm; y b) 3,25 veces la longitud establecida en la Subsección citada, cuando el espesor de concreto vaciado por debajo de la barra excede 30 cm. La longitud de anclaje a través del núcleo confinado de una columna o un miembro de borde, será igual al valor siguiente:

$$L_{dm} = 1.6L_d - 0.6L_{dc} \quad (3.26)$$

Donde:

$L_{dm}$  = Longitud de transferencia de tensiones requerida cuando la barra no está totalmente contenida en el núcleo confinado.

$L_d$  = Longitud de transferencia de tensiones por anclaje requerida en la presente subsección.

$L_{dc}$  = Longitud de transferencia de tensiones de la barra, contenida en el núcleo confinado.

## **CAPÍTULO III**

### **METODOLOGÍA DE TRABAJO**

#### **3.1 Nivel de Investigación**

Según Sabino (1999) “El nivel de investigación se refiere al grado de profundidad con que se aborda un objeto o fenómeno”. (p.19).

La investigación a realizar es de tipo DESCRIPTIVO. Según Tamayo (2007), la investigación descriptiva:

“Comprende la descripción, registro, análisis e interpretación de la naturaleza actual, y la composición o proceso de los fenómenos. El enfoque se hace sobre conclusiones dominantes o sobre como una persona, grupo o cosa se conduce o funciona en el presente”. (p. 46).

Basados en este concepto en la investigación se pretende analizar los criterios establecidos en la Norma Venezolana 1753-2006 y las recomendaciones ACI 352 R-02 para el diseño de nodos viga –columna, ver como se interrelacionan, y a partir de ellos dar una mejor comprensión a lo que al diseño corresponde mediante la creación de procedimientos que permitan una visión más clara del fenómeno.

#### **3.2 Diseño de la Investigación**

Según Sabino (1999) “El diseño de investigación es la estrategia que adopta el investigador para responder al problema planteado” (p. 20).

En atención al diseño la investigación es DOCUMENTAL. Según el Manual de Trabajos de Grado de Especialización y Maestría y Tesis Doctorales (2006), la investigación documental comprende:

“El estudio de problemas con el propósito de ampliar y profundizar el conocimiento de su naturaleza, con apoyo, principalmente, en trabajos previos, información y datos divulgados por medios impresos, audiovisuales o electrónicos”. (p.20).

Las fuentes utilizadas para la investigación tal como lo refleja el concepto fueron documentos impresos e información obtenida a través de internet y de las distintas normas a evaluar.

### **3.3 Población y muestra**

Según Balestrini Acuña (2006), la población es “cualquier conjunto de elementos de los cuales pretendamos indagar y conocer sus características, o una de ellas, y para el cual serán válidas las conclusiones obtenidas en la investigación”. (p.66).

Según Hernández Sampieri (1997) “la muestra es, en esencia, un subgrupo de la población. Digamos que es un subconjunto de elementos que pertenecen a ese conjunto definido en sus características al que llamamos población”. (p.170).

La población de esta investigación está comprendida por el capítulo 18 , NIVEL DE DISEÑO ND3.NODOS, de la Norma Venezolana 1753-2006 y las recomendaciones ACI 352R-02, como la investigación es documental la muestra se considera como un 100%, es decir, toda la población.

### 3.4 Flujograma de la metodología y descripción del flujograma

El desarrollo de la investigación se ha elaborado siguiendo un plan de trabajo constituido por 4 fases, como se muestra en la figura 3.1.

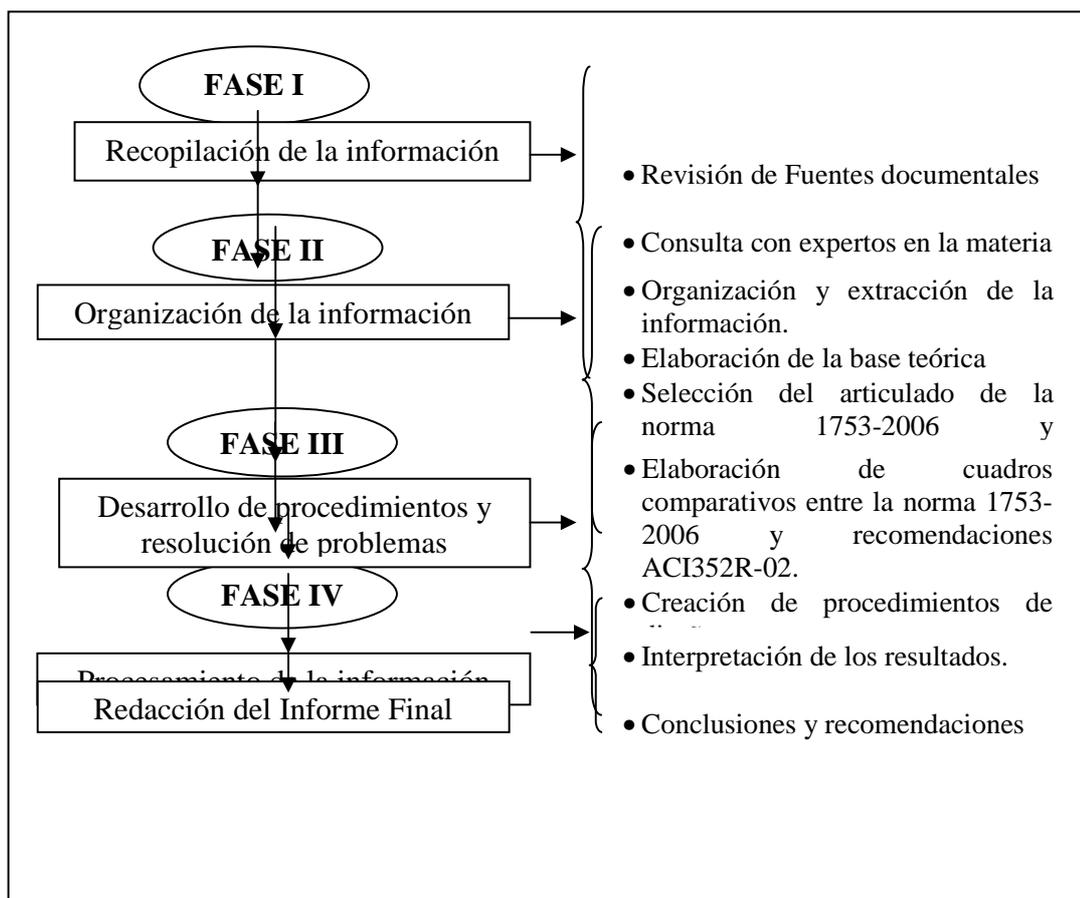


Figura 3.1. Flujograma de la metodología

### **3.4.1 Fase I. Recopilación de la información**

3.4.1.1 Revisión documental: esta etapa ha comprendido la búsqueda y consulta de diversas fuentes bibliográficas, artículos de prensa, revistas, tesis, trabajos de grado, páginas web, entre otros; para profundizar sobre la situación en objeto de estudio. El material impreso se obtuvo principalmente de libros existentes en la Biblioteca Ciencias de la Tierra de la Universidad de Oriente, Núcleo Bolívar.

Las recomendaciones dadas por la ACI 352 R-02 titulada “Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures”, (Recomendaciones para el Diseño de conexiones viga columna en estructuras monolíticas de concreto reforzado) y la Norma Venezolana 1753-2006, fueron los documentos sobre los cuales se realizó mayor énfasis para la revisión ya que en estos se fundamentó la investigación.

### **3.4.2 Fase II. Selección de la información**

3.4.2.1 Organización y extracción de la información: luego de haber realizado la revisión de la información disponible y efectuada la selección de aquella donde se expone el tema en estudio: diseño de nodos viga-columna en estructuras de concreto reforzado, se inició una minuciosa lectura del material escogido, analizando y evaluando éste para así cumplir con los propósitos de la investigación.

3.4.2.2 Elaboración de bases teóricas: partiendo de los antecedentes de investigación, se definió la perspectiva principal para abordar el tema de investigación. Se construyó un marco teórico en el cual se enmarca la importancia del diseño de nodos viga-columna, los criterios de diseño, modo de falla en los nodos, entre otros.

3.4.2.3 Selección del articulado de la norma 1753-2006 y recomendaciones ACI352R-02: uno de los objetivos de la investigación es seleccionar parte de los articulados de las normas en estudio para el diseño de nodos viga-columna bajo la acción de fuerzas sísmicas severas, ya que en los criterios que establecen se fundamentó la investigación.

### **3.4.3 Fase III. Desarrollo de procedimientos y resolución de problemas.**

3.4.3.1 Elaboración de cuadro comparativo entre la norma 1753-2006 y ACI 352 R-02: para verificar si son plenamente coincidentes o difieren en los chequeos que ambas normas establecen, en un cuadro se establecieron diferentes aspectos a considerar como refuerzo longitudinal, refuerzo transversal, corte teórico, entre otros.

3.4.3.2 Creación de procedimientos: basados en el cuadro comparativo y la selección del articulado se realizaron procedimientos de diseño, pasos en forma secuencial que al ir chequeando permitirán verificar si el nodo soportara las fuerzas transferidas por los miembros adyacentes, y en dado caso que no sea así, aplicar las medidas correctivas necesarias.

3.4.3.3 Resolución de problemas típicos: se han seleccionado 5 ejemplos típicos de nodos viga-columna.

El primer ejemplo es una conexión interna de columna continua.

El segundo ejemplo es una conexión de esquina con columna continua.

El tercer ejemplo es una conexión exterior de columna discontinua.

El cuarto ejemplo es una conexión interna de viga plana.

El quinto ejemplo es una conexión externa de viga plana.

#### **3.4.4 Fase IV. Procesamiento de la información**

3.4.4.1 Interpretación de los resultados: teniendo clara la información teórica y luego de resuelto los ejercicios mencionados en la sección anterior, se analizan los resultados obtenidos.

3.4.4.2 Conclusiones y Recomendaciones: en esta sección, se presentan en forma resumida los resultados de la investigación, los análisis e interpretación de los datos obtenidos en el estudio; además, se plantean algunas recomendaciones que sirvan para el desarrollo de futuras investigaciones sobre el tema estudiado.

3.4.4.3 Redacción del Informe Final: siguiendo las indicaciones de formato dada por la comisión de tesis de grado, el informe final trabajo de investigación se llevó a cabo.

## CAPÍTULO IV

### ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS

Para el análisis de los datos se procedió a elaborar en primer lugar una tabla comparativa entre la Norma 1753-2006 y las recomendaciones ACI 352 R-02 para el diseño de nodos viga –columna en estructuras de concreto reforzado, que contienen requisitos generales de los materiales a emplear como concreto a ser usado, valores límites de  $f'c$ , entre otros; también se describen características como el refuerzo transversal en el nodo, refuerzo por confinamiento en vigas y columnas adyacentes al nodo, condiciones dimensionales de vigas y columnas, resistencia a flexión de los miembros, corte teórico y corte último en el nodo.

Una vez claros los criterios que establecen dentro de su articulado se desarrollaron procedimientos de diseño tanto para la Norma 1753-2006 como para las recomendaciones ACI 352 R-02, los cuales se aplicaron en la resolución de 5 problemas típicos: conexión interna de columna continua, conexión de esquina con columna continua, conexión exterior de columna discontinua, conexión interna de viga plana, conexión externa de viga plana; los resultados de los parámetros más importantes de estos ejemplos fueron colocados en tablas para un mejor entendimiento

**Nota:** Las unidades empleadas en la ACI 352 R-02 son las inglesas y SI, para efectos de comparación en la tabla 4.1 las unidades fueron llevadas al sistema métrico decimal.

Tabla 4.1 Comparación entre la Norma 1753-2006 y las recomendaciones ACI 352 R-02 para el diseño de nodos viga - columna en estructuras de concreto reforzado.

DESCRIPCIÓN		NORMA 1753-2006	ACI 352-02
1. Clasificación de la conexión Viga -Columna	1.1 Según las condiciones de carga	ND1, ND2, ND3 (Art 1.4)	Tipo 1 (no sísmicas) Tipo 2 (sísmicas) (Art.2.1)
	1.2 Según su configuración	N.E	De columna continua y discontinua: Interior, exterior, esquina. (Fig 1.1) Interior y exterior de viga plana. (Art.3.3.3) Exteriores y de esquina sin vigas transversales. (Art. 3.3.2) Con vigas excéntricas (Art. 2.2.2)
2. Tipo de concreto permitido		Concreto con agregado de peso normal y con agregados livianos (Art.5.2.1)	Concreto con agregado normal (Art. 1.2)
3. Valores límites de $f'c$	3.1 Máximo	Cuando se usan agregados livianos $300 \text{ kgf/cm}^2$ (Art.5.2.1)	$1050 \text{ kg/cm}^2$ (Art. 1.2)
	3.2 Mínimo	$210 \text{ kgf/cm}^2$ (Art.5.2.1)	N.E
4. Tipo de dispositivo de anclaje del acero longitudinal permitido		Gancho estándar (Art. 18.5.4.1)	Gancho estándar "Headed Bars" (Art. 4.5.2.4)
5. Uso de empalmes mecánicos		Ídem ACI 352-02	Se permiten, siempre que cumplan con la Sección 21.2.6 del ACI 318-05 (Art. 1.2)

Tabla 4.1 Continuación.

Descripción		NORMA 1753-2006	ACI 352-02
6. Condiciones dimensionales para las vigas.	6.1 Anchura máxima	La anchura del miembro que le sirve de soporte más una distancia a cada lado no superior al 75% de la altura total de la viga (Art. 18.3.2)	$b_b < \text{Min} [3b_c \text{ y } (b_c + 1.5h_c)]$ (Art.2.2.1)
	6.2 Anchura mínima	25cm. (Art.18.3.2)	N.E
	6.3 Relación mínima entre la anchura y la altura	0.3 (Art.18.3.2)	N.E
7. Condiciones dimensionales para columnas.	7.1 Menor dimensión transversal	30 cm (Art.18.4.2)	N.E
	7.2 Relación entre la menor y mayor dimensión.	0.4 (Art.18.4.2)	N.E
8. Ubicación de las secciones críticas	8.1 Para transferencia de fuerzas de los elementos a la conexión.	Ídem ACI 352-02	Interface nodo-miembro (Art.3.2)
	8.2 Para el cálculo del corte último	Ídem ACI 352-02	Plano horizontal ubicado a la mitad de la altura del nodo (Art. 4.3.1)
9. Requisitos para el confinamiento del nodo		Un nodo se considera confinado si en todas sus caras llegan miembros confinantes. Miembro confinante: el que cubre $\frac{3}{4}$ partes de la cara del nodo, o más. (Art. 18.5.1)	Las 4 caras de la columna deberían tener vigas que cubran al menos $\frac{3}{4}$ del ancho de la columna. No debe dejarse más de 10cm descubiertos a cada lado de la columna. (Art.4.2.1.4 a.)

Tabla 4.1 Continuación.

	Descripción	NORMA 1753-2006	ACI 352-02
10. Resistencia a flexión de los miembros.	10.1 Valor mínimo de $\alpha$	Ídem ACI 352-02	Para tipo 2 $\alpha \geq 1.25$ (Art.3.3.4)
	10.2 Ancho efectivo de losa, $b_e$	<p>Si hay losa a ambos lados  <math>b_e = \text{Min} [ b_b + 8 \text{ veces el espesor de la losa a cada lado; } b_b + \text{ distancia libre a la próxima alma de viga a cada lado; } 1/4 \text{ de la luz de la viga}]</math></p> <p>Si hay losa en un solo lado  <math>b_e = \text{Min} [ b_b + 6 \text{ veces el espesor de la losa } b_b + 1/2 \text{ distancia libre a la próxima viga } b_b + 1/12 \text{ de la luz de la viga}]</math>  (Art. 8.9.1)</p>	<p>Excepto para conexiones exteriores y de esquina sin vigas transversales:</p> <p>Si hay losa a ambos lados  <math>b_e = \text{Min} [ b_b + 8 \text{ veces el espesor de la losa a cada lado; } b_b + 1/2 \text{ distancia libre a la próxima alma de viga; } 1/4 \text{ de la luz de la viga}]</math>  (ACI 318-05.Art.8.10.2)</p> <p>Si hay losa en un solo lado  <math>b_e = \text{Min} [ b_b + 6 \text{ veces el espesor de la losa; } b_b + 1/2 \text{ distancia libre a la próxima alma de viga; } b_b + 1/12 \text{ de la luz de la viga}]</math>  (ACI 318-05.Art.8.10.3)</p> <p style="text-align: right;"><math>b_e \geq 2b_b</math> (Art.3.3.2)</p> <p>En conexiones exteriores sin vigas transversales  <math>b_e = 2c_t + b_c</math></p> <p>Para conexiones de esquina sin vigas transversales  <math>b_e = c_t + b_c + \text{Min } c_t</math> (distancia perpendicular desde la cara lateral de la columna al borde de la losa paralela a la viga)  Sabido que <math>c_t \leq h_c</math>  Además <math>b_e \leq 1/12 \text{ luz de la viga}</math>  (Art.3.3.2)</p>

Tabla 4.1 Continuación.

Descripción		NORMA 1753-2006	ACI 352-02
<b>10.Resistencia a flexión de los miembros.</b>	<b>10.3 Recomendaciones para conexiones de viga plana</b>	N.E	<p>Para conexiones interiores: Al menos 1/3 del refuerzo longitudinal superior de la viga plana y el refuerzo de la losa que es tributario al ancho efectivo debería pasar por el núcleo confinado de columna.</p> <p>Para conexiones exteriores: al menos 1/3 del refuerzo longitudinal superior de la viga plana y de la losa que es tributario al ancho efectivo debería ser anclado en el núcleo de columna.</p> <p>La viga transversal debería ser diseñada para resistir toda la torsión de equilibrio impuesta por la viga según la Sección 11.6 de ACI 318-02</p> <p>La separación del refuerzo por torsión debe ser menor o igual al valor mínimo entre <math>p_h/16</math> y 6 in.(150mm) (Art.3.3.3)</p>
<b>11.Refuerzo longitudinal de la columna</b>	<b>11.1 Número mínimo de barras</b>	Ídem ACI 352-02	Ligaduras Circulares o rectangulares : 4 Ligaduras Triangulares : 3 Refuerzo helicoidal (zuncho): 6 (ACI 318-05. Art. 10.9.2)
	<b>11.2 Valores límites del área de acero</b>	Ídem ACI 352-02	Máx. 0.06·Ag- Mín. 0.01·Ag (ACI 318-05. Art. 21.4.3.1)

Tabla 4.1 Continuación.

Descripción		NORMA 1753-2006	ACI 352-02
<b>11. Refuerzo longitudinal de la columna</b>	<b>11.3 Doblado de barras en cambio de sección</b>	Ídem ACI 352-02	<p>Las barras a ser dobladas no pueden tener una pendiente mayor que 1: 6 con respecto al eje de la columna.</p> <p>Las partes de las barras que están por encima y por debajo del doblado deben ser paralelas al eje de la columna</p> <p>Las barras deben doblarse antes de ser colocadas en el encofrado.</p> <p>Cuando la cara de una columna está desalineada 75 mm o más por cambio de sección, las barras longitudinales no se deben doblar.</p> <p>El refuerzo transversal colocado en la zona del doblado debe resistir por lo menos 1.5 veces la componente horizontal de la fuerza calculada en la porción inclinada de la barra. (ACI 318-05. Art. 7.8.1)</p>
	<b>11.4 Máxima separación centro a centro entre barras</b>	N.E	<p>Máx. valor ( 20 cm ,1/3 de la dimensión de la columna en la dirección en la que esté siendo considerada la separación)</p> <p>Siempre que sea <math>\leq 30</math> cm (Art. 4.1)</p>
	<b>11.5 Distribución de las barras.</b>	N.E	<p>Deben ubicarse alrededor del núcleo del perímetro de la columna. (Art. 4.1)</p>

Tabla 4.1 Continuación.

Descripción		NORMA 1753-2006	ACI 352-02
<b>12. Refuerzo Transversal del nodo.</b>	<b>12.1 Cuantía volumétrica mínima zunchos.</b>	$\rho_s \geq 0.45 \left( \frac{A}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$ (Art.10.4.3.2) Siempre que : $\rho_s \geq \frac{0,12f'_c}{f_{yt}}$ (Art.18.4.5.1)	Valor máximo entre: $\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}}$ $\rho_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}}$ (Art. 4.2.2.1)
	<b>12.2 Máxima tensión cedente especificada en zunchos</b>	4200 kg/cm <sup>2</sup> (Art.10.4.3.2)	4200 kg/cm <sup>2</sup> (Art. 4.2.2.1)
	<b>12.3 Área mínima de acero ligaduras</b>	Máximo valor dado por: $A_{sh} = 0.3 \frac{s h_c f'_c}{f_{yt}} \left( \frac{A}{A_{ch}} - 1 \right)$ $A_{sh} = 0.09 \frac{s h_c f'_c}{f_{yt}}$ (Art.18.4.5.2)	Valor máximo entre: $A_{sh} = 0.3 \frac{s h_c b_c f'_c}{f_{yh}} \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right)$ $A_{sh} = 0.09 \frac{s h_c b_c f'_c}{f_{yh}}$ (Art. 4.2.2.2)
	<b>12.4 Máxima tensión cedente especificada en ligaduras</b>	4200 kg/cm <sup>2</sup> (Art.10.4.3.2)	4200 kg/cm <sup>2</sup> (Art. 4.2.2.1)

Tabla 4.1 Continuación.

Descripción		NORMA 1753-2006	ACI 352-02
<b>12. Refuerzo Transversal del nodo</b>	<b>12.5 Dimensiones requeridas de las ligaduras.</b>	<b>Ángulo de doblado mínimo de los extremos.</b>	En ligaduras cerradas, 135° en cada extremo En ligaduras de una sola rama, en un extremo 135° y 90° en el otro.  (ACI 318-05. Art.21.10)
		<b>Longitud mínima del gancho</b>	Tanto para ligaduras cerradas como para ligaduras de una sola rama, en ambos extremos. Extensión $Máx(6d_b, 7.5cm)$ (Fig.4.3)
		<b>Diámetros mínimos</b>	Estribos # 3, para barras longitudinales $\leq \#10$ Estribos #4, para barras longitudinales $\geq \#11$  (Art. 7.5.2)
	<b>12.6 Máxima separación centro a centro ligaduras</b>	Mín.(1/4-menor dimensión columna, $6d_b, s_x = 10 + \frac{35-h_x}{3}$ ) $10 \leq s_x \leq 15cm$  (Art.18.4.5)	Si pertenece al SPRCSL, Mín.(1/4-menor dimensión columna, $6d_b, 15 cm$ ) (Art.4.2.2.3) Si no, Mín.(1/3-menor dimensión columna, 30 cm)  (Art.4.2.2.4)
<b>12.7 Reducción por confinamiento</b>	Si el nodo está confinado por las 4 caras, puede reducirse la mitad del acero de refuerzo transversal requerido y colocado a una altura igual a la menor altura de las vigas concurrentes y con una separación no mayor de 15 cm.  (Art.18.5.3)	Si el nodo está confinado por las 4 caras, el refuerzo puede reducirse a la mitad del requerido.  (Art.4.2.2.5)	

<b>13. Mínima longitud de la zona confinada columna</b>	Ídem ACI 352-02	Máx.(mayor dimensión columna, 1/6 Luz libre del elemento, 45cm) (ACI 318-05. Art. 21.4.4.4)	
<b>14. Corte en el nodo</b>	<b>14.1 Corte teórico</b>	Ídem ACI 352-02	$\phi V_n \geq V_u$ $V_n = \gamma \sqrt{f'_c} b_j h_c$ (Art. 4.3.1)
	<b>14.2 <math>\phi</math></b>	Ídem ACI 352-02	0.85 (Art. 4.3.1)
	<b>14.3 Anchura efectiva del nodo (<math>b_j</math>)</b>	Cuando las vigas son de igual o mayor anchura que la columna. $b_j = b_c$ Cuando las vigas son de menor anchura que la columna $b_j = \text{Min} (b + h_c; b + 2x)$ (Art.18.5.2)	Valor mínimo $\left[ \frac{b_b + b_c}{2}, b_b + \sum \frac{m h_c}{2}, b_c \right]$ Si $e > b_c/8$ ; $m=0.30$ Otros casos ; $m=0.50$ $m h_c/2 <$ la distancia que sobresale la columna del borde de la viga (Art. 4.3.1)
	<b>14.4 Profundidad efectiva del nodo (<math>h_c</math>)</b>	Ídem ACI 352-02	Es el espesor de la columna en dirección de la cortante del nodo en consideración. (Art. 4.3.1)

Tabla 4.1 Continuación.

Descripción		NORMA 1753-2006	ACI 352-02
14. Corte en el nodo	14.5 Clasificación del nodo para la aplicación del factor $\gamma$	* Nodos confinados * Nodos conectados por 2 o 3 miembros confinantes. * Otros casos. (Art.18.5.2)	A. Nodos de columna continua A.1 Nodos confinados por las 4 caras A.2 Nodos confinados por 3 caras o por dos caras opuestas A.3 Otros casos.  B. Nodos de columna discontinua. B.1 Nodos confinados por las 4 caras B.2 Nodos confinados por 3 caras o por dos caras opuestas B.3 Otros casos (Tabla 1)
	14.6 Valores de $\gamma$	A.1. $\gamma=5.3$ , A.2. $\gamma=4$ , A.3. $\gamma=3.2$ Si se usan agregados livianos deberán usarse en un 75% (Art.18.5.2)	A.1. $\gamma=5.3$ , A.2. $\gamma=4$ , A.3. $\gamma=3.2$ B.1. $\gamma=4$ , B.2. $\gamma=3.2$ , B.3. $\gamma=2$ (Tabla 1)
15. Flexión	15.1 Valores mínimos de la relación $\sum M_{nc}/\sum M_{nv}$	1.20 (Art.18.4.3.2)	Si forman parte del SPRCSL $\geq 1.2$ (Art.4.4.2)  Si no, debe cumplirse con la Sección 21.11 de ACI 318-02 (Art.4.4.3)

Tabla 4.1 Continuación.

	Descripción	NORMA 1753-2006	ACI 352-02
16.Desarrollo del refuerzo	16.1 Valores mínimos de longitud de desarrollo (gancho estándar)	Ídem ACI 352-02	$l_{dh} = \text{Min } [8d_b, 15\text{cm}]$ (Art.4.5.2.1)
	16.2 Longitud de transferencia (gancho estándar)	$L_{dh} = \left( \frac{d_b f_y}{17.2 \sqrt{f'_c}} \right)$ Para concretos con agregados livianos, los valores de la longitud de anclaje, deben incrementarse en un 25%. (Art.18.5.4.1)	$l_{dh} = \frac{0.0493 f_y d_b}{\sqrt{f'_c}}$ (Art.4.5.2.4)
	16.3 Factores de reducción de la longitud de transferencia (gancho estándar)	N.E	Si el refuerzo transversal está a una distancia $\leq 3d_b$ , se usa un factor 0.8. (Art.4.5.2.4)
	16.4 Valores mínimos de la longitud de transferencia (“headed bars”)	N.E	$l_{dt} = \text{Min } [8d_b, 15\text{cm}]$ (Art.4.5.3.2)
	16.5 Longitud de transferencia (“headed bars”)	N.E	$l_{dt} = \frac{3}{4} l_{dh}$ (Art.4.5.3.3)
	16.6 Barras de vigas y columnas que pasan por la conexión	$\frac{h}{d_b} = \frac{\alpha_a f_y}{\sqrt{f'_c}}$ $\alpha_a$ tomará un valor entre 0,08 y 0.10 Si se utilizan agregados livianos, los valores de la ecuación deben incrementarse un 30%	$\frac{h_{col}}{d_b viga} \geq 20 \frac{f_y}{4200} \geq 20$ $\frac{h_{viga}}{d_b col} \geq 20 \frac{f_y}{4200} \geq 20$ En conexiones con vigas planas

		(Art. 18.4.2)	$\frac{h_{col}}{d_{b\ viga}} \geq 24 \frac{f_y}{4200} \geq 24$ (Art. 4.5.5)
<b>17. Recomendaciones para el refuerzo transversal en la viga en la zona confinada</b>	Ídem ACI 352-02		Debe colocarse en una longitud igual a 2 veces la altura del elemento a ambos lados. (ACI 318-05. Art.21.3.3.1)  El primer estribo debe estar situado a no más de 50mm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento debe ser $\leq \text{Min}(d/4, 8 \text{ diámetros de barra longitudinal más pequeña}, 24 d_{\text{estribo}}, 30\text{cm})$ (ACI 318-05. Art.21.3.3.2)
<b>18. Recomendaciones para el refuerzo transversal en conexiones de viga plana en la zona confinada</b>	N.E		Si el $V_b < V_{\max}$  Donde $V_{\max} = 0.54 \sqrt{f'_c} b_b d$ (psi) La separación debe ser igual al $\text{Min}(1/2 \text{ Altura útil de la viga plana}, 8 d_b \text{ viga}, 24 d_b \text{ estribo})$ (Art. 4.6.2)
<b>19. Recomendaciones para el refuerzo transversal en conexiones con columna discontinua.</b>	N.E		Deben colocarse estribos verticales en toda la altura del nodo. La separación debería ser $\leq \text{Min}(1/4 b_b, 6 d_b \text{ viga}, 15\text{cm})$  (Art 4.2.2.8)

## 4.1 Procedimiento de Diseño de conexiones viga – columna

### 4.1.1 Datos iniciales

Tipo de concreto,  $f'c$ ,  $f_y$ , secciones transversales de las vigas, columnas y losas adyacentes a la conexión, recubrimientos ( $R_c$  y  $R_e$ ), momentos teóricos de la columna, vista de planta del entrepiso donde se ubica el nodo.

### 4.1.2 Pasos según ACI 352R-02:

Paso 1. Verificar que se cumpla:

- a) Concreto con agregados de tipo normal
- b)  $f'c \leq 1050 \text{ kg/cm}^2$
- c)  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Paso 2. Identificar el tipo de conexión objeto de estudio. (figura 4.1)

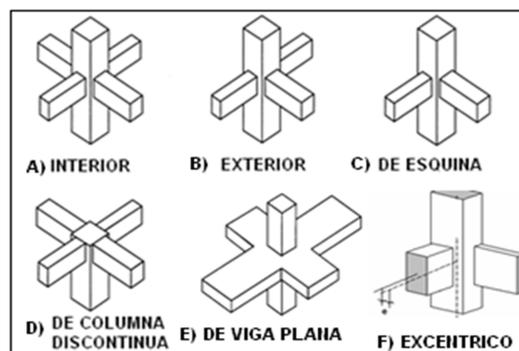


Figura 4.1 Tipos de conexiones  
(ACI 352R-02)

Paso 3. Verificar las dimensiones de los miembros que confluyen al nodo.

a) Si el refuerzo de la columna pasa a través del nodo debe cumplirse:

$$h_{viga} \geq \frac{20(f_y * d_{b\ col})}{4200}$$

Si no cumple, se puede aumentar la altura de la viga o disminuir el diámetro de las barras de la columna.

b) Si el refuerzo de la viga pasa a través del nodo debe cumplirse:

$$\text{Paras nodos con vigas planas } h_{col} \geq 24 \frac{f_y * d_{b\ viga}}{4200}$$

$$\text{Para otros casos } h_{col} \geq 20 \frac{f_y * d_{b\ viga}}{4200}$$

Si no cumple, se puede aumentar la profundidad de la columna o disminuir el diámetro de las barras de las vigas.

c) La anchura de las vigas no debe exceder el valor máximo dado por:

$$b_b \text{ máx} = \text{Mín.} \begin{cases} 3b_c \\ b_c + 1.5h_c \end{cases}$$

Paso 4. Verificar el refuerzo longitudinal de la columna.

a) El área de acero longitudinal de la columna ( $A_{st}$ ) está entre 0.01  $A_g$  y 0.06  $A_g$

Cuando esto no se cumpla, se deberá aumentar o disminuir el área de acero longitudinal de la columna, dependiendo del caso.

b) Calcular la separación centro a centro máxima entre las barras de la columna ( $s_{m\acute{a}x.}$ ) y compararla con la separación entre las barras colocadas ( $s$ ).

$$s_{m\acute{a}x} = \text{Mín.} \left\{ \begin{array}{l} 30 \text{ cm} \\ \text{Máx.} \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ 1/3 \end{array} \right. \end{array} \right. \text{ Dimensión de la columna en dirección a la separación.}$$

Si  $s \leq s_{m\acute{a}x}$ , se cumple. En caso contrario, se debe cambiar la configuración del acero.

Paso 5. Verificar el confinamiento del nodo.

Para cada una de las vigas que forman la conexión se deben cumplir las siguientes condiciones:

a) Que  $b_b \geq \frac{3}{4} b_c$

b) Que la distancia que sobresale la columna de la viga sea menor o igual que 10 cm.

Si estas dos condiciones se cumplen para dos vigas opuestas concurrentes al nodo, éste estará confinado en esa dirección.

Si concurren cuatro vigas al nodo y todas cumplen con las dos condiciones anteriores, el nodo estará confinado por sus cuatro caras.

Paso 6. Verificar el refuerzo transversal de la columna en el nodo.

a) Realizar un arreglo inicial del refuerzo transversal que cumpla las siguientes condiciones:

1. Los estribos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y barra alterna tenga apoyo lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de  $135^\circ$ , y ninguna barra longitudinal debe estar separada a más de 15cm libres de una barra apoyada lateralmente. (figura 4.2).

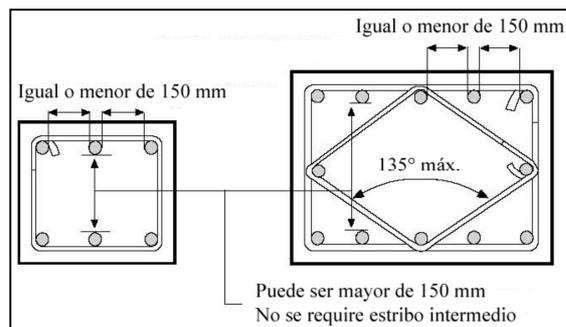


Figura 4.2 Separación mínima entre barras.

(ACI 318-05).

2. Estribos de diámetro mínimo # 3, para barras longitudinales  $\leq$  #10

Estribos de diámetro mínimo #4, para barras longitudinales #11,#14 y #18

3. Los ganchos deben cumplir con las siguientes características:

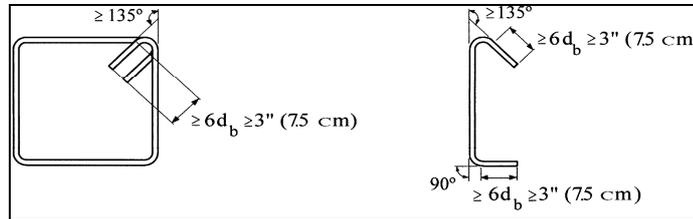


Figura 4.3 Refuerzo transversal usado y longitudes de gancho normativa. (ACI 318-05)

Los extremos de ganchos de 90° adyacentes deberían ser alternados en caras opuestas de la columna.

- b) Calcular el área de acero colocado en el punto anterior ( $A_{sh_{col}}$ ) para ambas direcciones (X, Y)
- c) Calcular la separación máxima centro a centro entre ligaduras:

$$S_{h_{máx}} \leq \text{Min} \begin{cases} \frac{1}{4} \text{ Dimensión mínima de la columna} \\ 6d_b (\text{barras longitudinales de la columna}) \\ 15\text{cm} \end{cases}$$

- d) Calcular el acero requerido  $A_{sh_{req}}$  en ambas direcciones (X, Y)

1- Obtener el  $A_{sh_{req}}$  mediante la fórmula:

$$A_{sh_{req}} = \text{Máx} \begin{cases} 0.3 \frac{s_h b_c'' f'_c}{f_{yh}} \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \\ 0.09 \frac{s_h b_c'' f'_c}{f_{yh}} \end{cases}$$

2- Realizar reducción de  $Ash_{req}$  por confinamiento.

Cuando el nodo está confinado por las 4 caras según las condiciones dadas en Paso 5, se puede reducir el acero requerido  $Ash_{req}$  antes calculado a la mitad.

3- Comparar el  $Ash_{req}$  con  $Ash_{col}$

Si  $Ash_{req} \leq Ash_{col}$ , cumple.

Si  $Ash_{req} > Ash_{col}$ , se debe disminuir la separación de las ligaduras o aumentar su diámetro.

Paso 7. Verificar el refuerzo transversal de la columna en la zona confinada.

Idéntico al Paso 6, exceptuando la condición d.2)

El refuerzo se debe suministrar en una longitud igual a:

$$\ell_o = \text{Máx} \begin{cases} \text{Mayor dim.de la columna} \\ \frac{1}{6} \ell_u \\ 45cm \end{cases}$$

Paso 8. Calcular la anchura efectiva de la losa ( $be$ )

Si la losa es maciza

a) En conexiones exteriores sin vigas transversales

$$be = \text{Mín} \begin{cases} 2c_t + b_c \\ \frac{1}{12} \text{luz de la viga} + b_b \end{cases} \quad \text{Sabido que } c_t \leq h_c$$

b) Para conexiones de esquina sin vigas transversales

$$be = \text{Mín} \begin{cases} c_t + b_c + \text{Mín } c_t \\ \frac{1}{12} \text{luz de la viga} + b_b \end{cases} \quad \text{Sabido que } c_t \leq h_c$$

c) En otros casos:

Si hay losa a ambos lados

1- Para flexión positiva

$$b_e = \text{Min} \begin{cases} b_b + 8 \text{ veces el espesor de la losa} * 2 \\ b_b + \frac{1}{2} \text{ distancia libre a la próxima alma de viga} * 2 \\ \frac{1}{4} \text{ de la luz de la viga} \end{cases}$$

2- Para flexión negativa

Idéntico a la flexión positiva pero además  $b_e \geq 2b_b$

Si hay losa en un solo lado

1- Para flexión positiva

$$b_e = \text{Min} \begin{cases} b_b + 6 \text{ veces el espesor de la losa} \\ b_b + \frac{1}{2} \text{ distancia libre a la próxima alma de viga} \\ \frac{1}{12} \text{ de la luz de la viga} \end{cases}$$

2- Para flexión negativa

Idéntico a la flexión positiva pero además  $b_e \geq 2b_b$

Paso 9. Verificar en conexiones de viga plana las siguientes condiciones:

- a) Para conexiones interiores: Al menos  $1/3$  del refuerzo superior de la viga y de la losa que están dentro del ancho efectivo ( $b_e$ ) debe pasar por el núcleo de la columna.
- b) Para conexiones exteriores: Al menos  $1/3$  del refuerzo superior de la viga y de la losa que están dentro del ancho efectivo ( $b_e$ ) deben anclarse por el núcleo de la columna.

c) La viga transversal de una conexión exterior de viga plana debería ser diseñada para resistir toda la torsión de equilibrio impuesta por la viga según la Sección 11.6 de ACI 318-02 La separación del refuerzo por torsión debe ser menor o igual al valor mínimo entre  $p_h/16$  y 15cm.

Paso 10. Calcular los momentos máximos probables de las vigas en ambas direcciones (X, Y).

Para este cálculo se adoptara un valor de  $\phi = 1.00$  y  $\alpha = 1.25$

$$M_{pr,b} = A_s 1.25 f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s \alpha f_y}{0.85 f'_c b}$$

Si la losa es maciza se considera el acero de la losa dentro de la anchura efectiva ( $be$ ).

Si la losa es nervada no se considera la anchura efectiva ( $be$ ), ni el acero de la losa.

Paso 11: calcular los cortes de la columna,  $V_{col}$ , en ambas direcciones (X, Y).

Si hay dos vigas en la dirección analizada. (figura 4.4).

$$V_{col} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{\ell_u}$$

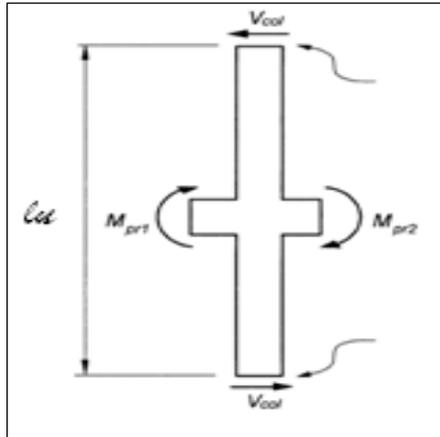


Figura 4.4 Corte en columna con do s vigas (ACI 352R-02)

Si hay una sola viga en la dirección analizada. (figura 4.5).

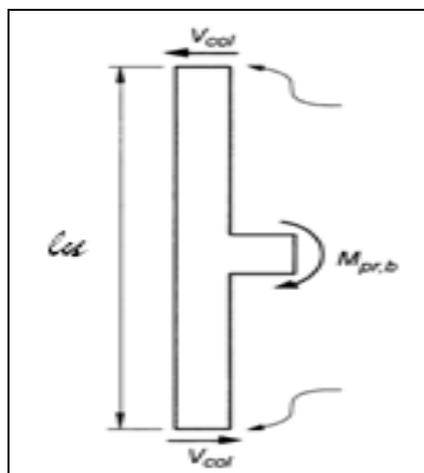


Figura 4.5 Corte en columna con una viga (ACI 352R-02).

$$V_{col} = \frac{M_{pr,b}}{\ell_u}$$

Paso 12. Calcular el corte último del nodo,  $V_u$ , en ambas direcciones (X,Y)

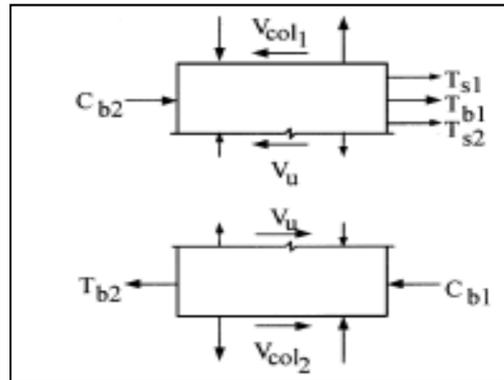


Figura 4.6 Diagrama de cuerpo libre del nodo (ACI 352R-02).

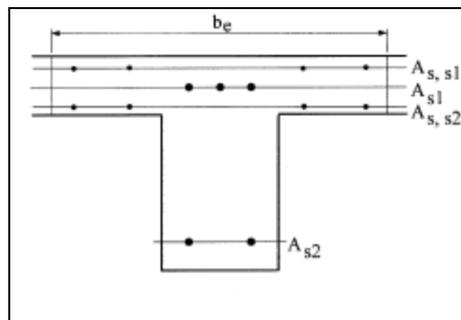


Figura 4.7 Sección de viga (ACI 352R-02).

Donde:

Si hay dos vigas en la dirección analizada se toma en consideración el efecto del refuerzo a compresión.

Si hay sólo una viga en la dirección analizada no se toma en consideración el efecto del refuerzo a compresión.

Paso 13. Calcular el corte teórico del nodo en cada dirección:

- a) Seleccionar el valor de  $\gamma$ .

Tabla4.2 Valores de  $\gamma$  para conexiones viga-columna

<b>A. Nodos con columna continúa</b>		
<b>A.1</b> Nodos confinados por sus cuatro caras	.3	5
<b>A.2.</b> Nodos confinados por tres caras o por dos opuestas.		4
<b>A.3.</b> Otros casos	.2	3
<b>B. Nodos con columna discontinua.</b>		
<b>B.1.</b> Nodos confinados por sus cuatro caras		4
<b>B.2.</b> Nodos confinados por tres caras o por dos opuestas.	.2	3
<b>B.3.</b> Otros casos.		2

- b) Determinar “m”

Si la excentricidad (e) de la viga  $\geq \frac{b_c}{8}$  , m = 0.3

En cualquier otro caso  $m = 0.5$

c) Determinar la anchura efectiva del nodo,  $b_j$ .

$$b_j = \text{Min} \begin{cases} b_b + \sum \frac{m h_c}{2} \\ \frac{b_b + b_c}{2} \\ b_c \end{cases}$$

El valor de  $\frac{m h_c}{2}$  no debería ser tomado mayor que la distancia que sobresale la columna de la viga.

Si hay una sola viga en la dirección de la carga,  $b_b$ , debería ser tomado igual al ancho de la viga.

Si hay vigas con diferentes anchos que llegan a lados opuestos de la columna en dirección de la carga,  $b_b$ , debería ser tomado igual al promedio de los dos anchos.

d) Sustituyo los valores obtenidos anteriormente en la ecuación del corte teórico:

$$V_n = \gamma \sqrt{f'_c} b_j h_c.$$

Paso 14. Verificar:

$$\phi V_n \geq V_u, \text{ donde } \phi = 0.85$$

Si no cumple, se puede aumentar las dimensiones de las vigas, columna o aumentar el  $f'c$ .

Paso 15. Calcular la relación  $\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}}$

a) Se calculan nuevamente los momentos máximos probables de las vigas usando el paso 10.

Para este cálculo se adoptara un valor de  $\phi = 1.00$  y  $\alpha = 1.00$

b) Verificar:

$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}} \geq 1.20$$

Si hay 2 vigas en la dirección analizada

$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}} = \frac{M_{nc \text{ inf}} + M_{nc \text{ sup}}}{M_{nb1} + M_{nb2}}$$

Si hay sólo una viga en la dirección analizada

$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}} = \frac{M_{nc \text{ inf}} + M_{nc \text{ sup}}}{M_{nb1}}$$

Paso 16. Verificar el refuerzo transversal de la viga.

a) En conexiones de viga plana

$$V_b = \frac{M_{m\acute{a}x}}{0.5(\text{separaci3n libre de la viga})}$$

$$V_{m\acute{a}x} = 0.54\sqrt{f'c} b_b d$$

Si  $V_b \leq V_{m\acute{a}x}$  la separaci3n entre estribos ser3:

$$s = \text{Min} \begin{cases} \frac{d}{2} \\ 8 d_{b \text{ viga}} \\ 24 d_{\text{estribo}} \end{cases}$$

Se deben colocar un m3nimo de 4 ramas de estribo.

b) En otras conexiones o si  $V_b > V_{m\acute{a}x}$  la separaci3n m3xima de estribos ser3:

$$s = \text{Min} \begin{cases} \frac{d}{4} \\ 8 d_{b \text{ viga}} \\ 24 d_{\text{estribo}} \\ 30\text{cm} \end{cases}$$

c) En cualquier caso el refuerzo el refuerzo debe extenderse una distancia  $2h_b$ . El primer estribo debe colocarse a una distancia de 5cm de la cara del nodo.

Paso 17. Verificar la longitud de anclaje  $l_{dh}$  (solo para barras de vigas que se anclan al nodo):

a) Obtener el valor de  $l_{dh}$

$$l_{dh} = \frac{0.0493 \alpha f_y d_b}{\sqrt{f'_c}}$$

$$\text{Sabido que, } l_{dh} \geq \text{Mín} \begin{cases} 8d_b \text{ viga} \\ 15\text{cm} \end{cases}$$

b) Verificar el espaciado del refuerzo transversal del nodo. Si  $s \leq 3d_b$  ,  
Se utiliza  $0.8 l_{dh}$

c) Determinar el espacio disponible en la columna en ambos sentidos (X,  
Y)

$$\text{Espacio disponible} = b_c - 2Rc - d_{\text{estribo}}$$

Comparar el Espacio disponible con  $l_{dh}$ . Si  $l_{dh} \leq \text{Espacio Disponible}$ , cumple.

Si  $l_{dh} \geq \text{Espacio Disponible}$ , se debe aumentar la profundidad de la columna o disminuir el diámetro de las barras de la viga.

Paso 18: Verificar el refuerzo vertical (solo para nodos de columna discontinua)

Para facilitar la colocación del refuerzo vertical transversal, se usan estribos en forma de U invertida sin ganchos de  $135^\circ$  y extendidos en toda la altura del nodo.

a) Calcular la separación máxima centro a centro entre estribos verticales:

$$Sh_{m\acute{a}x} \leq Min \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{4} b_b \\ 6d_b \text{ (barras longitudinales de la viga)} \\ 15cm \end{array} \right.$$

- b) Calcular al \acute{a}rea de acero colocado de estribos U,  $Ash_{col, U}$ .
- c) Calcular el \acute{a}rea de acero requerido  $Ash_{req,U}$  de igual manera al Paso 6.
- (d) y (f).
- d) Obtener la longitud de desarrollo del estribo vertical:

$$l_d = M\acute{a}x \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{6.6 \sqrt{f'_c}} d_b \\ 30cm \end{array} \right.$$

$\psi_t = 1.0$ ; el refuerzo est\acute{a} a menos de 30cm del concreto.

$\psi_e = 1.0$ ; porque es refuerzo sin recubrimiento ep\acute{o}xico.

$\lambda = 1.0$ ; \acute{p}orque es concreto con peso normal.

e) Verificar:

Si  $h_b > l_d$ , cumple.

Si  $h_b < l_d$ , no cumple, deber\acute{a} aumentarse la altura de la viga.

## 4.2 Procedimiento de Diseño ACI 1753-06

### 4.2.1 Datos iniciales.

Tipo de concreto,  $f'c$ ,  $f_y$ , secciones transversales de las vigas, columnas y losas adyacentes a la conexión, recubrimientos ( $R_c$  y  $R_e$ ), momentos teóricos de la columna, vista de planta del entrepiso donde se ubica el nodo.

### 4.2.2. Pasos según norma 1753-2006

Paso 1: Verificar que se cumpla:

- a) Usando concreto con agregados de tipo normal

$$f'c \geq 210 \text{ kg/cm}^2$$

- b) Usando concreto con agregados livianos

$$f'c \leq 300 \text{ kg/cm}^2$$

- c)  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Paso 2. Identificar el tipo de conexión objeto de estudio (ver figura 4.1).

Paso 3. Verificar las dimensiones de los miembros que confluyen al nodo:

- a) Para vigas:

1. La luz libre  $L_n$ , debe ser por lo menos cuatro veces su altura total  $h$ .

2. La relación anchura/altura de su sección transversal es  $\geq 0,3$ .
3. La anchura mínima es de 25 cm.
4. La anchura máxima no debe exceder la anchura del miembro que le sirve de soporte, medido en un plano perpendicular al eje longitudinal de la viga, más una distancia, a cada lado, no superior al 75% de la altura total de la viga.
5. La altura de la viga será  $\geq 15$  veces el diámetro de la mayor barra longitudinal de la columna donde se apoya.

b) Para columnas

1. La menor dimensión transversal, medida a lo largo de una recta que pase por su centro geométrico, no sea menor que 30 cm.
2. La relación entre la menor dimensión de la sección transversal y la correspondiente en una dirección perpendicular, no sea inferior a 0,4.
3. Si las barras longitudinales de la viga se extienden a través del nodo viga-columna. La dimensión mínima de la columna ( $h$ ) en esta dirección no será menor que:

$$h = \frac{0.08f_y d_{bviga}(\text{mayor diámetro})}{\sqrt{f_c}}$$

Si se usan agregados livianos debería incrementarse la dimensión  $h$  un 30%

4. En conexiones de viga plana la profundidad de la columna será al menos 24 veces el diámetro de la mayor barra longitudinal de la viga fuera del.

Paso 4. Verificar el refuerzo longitudinal de la columna.

a) La cuantía geométrica ( $\rho$ ) está entre 0.01 y 0.06 ( $\rho = \frac{A_s}{A_g}$ ).

Cuando esto no se cumpla, se deberá aumentar o disminuir el área de acero longitudinal de la columna, dependiendo del caso.

Paso 5. Verificar el confinamiento del nodo.

a) Se considerara confinante todo miembro que cumpla con  $b_w \geq \frac{3}{4}b_c$ .

Paso 6. Verificar el refuerzo transversal de la columna en el nodo.

a) Realizar un arreglo inicial del refuerzo transversal que cumpla las siguientes condiciones:

1) Las ligaduras se dispondrán de tal forma que cada barra longitudinal alternada y cada barra esquinera tengan un soporte lateral proporcionado por el doblez de una ligadura que tenga un ángulo interno no mayor de 135°. Ninguna barra sin soporte lateral estará separada de la barra soportada lateralmente más de 15 cm libres medidos sobre la ligadura. (ver figura 4.2).

2) Estribos de diámetro mínimo # 3, para barras longitudinales  $\leq$  #10

Estribos de diámetro mínimo #4, para barras longitudinales  $\geq$  #11.

- 3) Verificar que los ganchos cumplan las siguientes características:

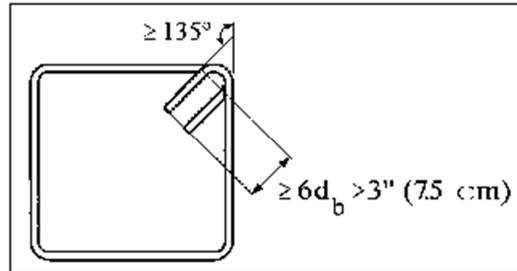


Figura 4.8 Longitud de estribo y gancho.  
(Norma 1753-2006).

- b) Calcular el área de acero colocado en el punto anterior ( $A_{sh_{col}}$ ) para ambas direcciones (X, Y).

- c) Calcular la separación máxima centro a centro entre ligaduras:

—

—————

- d) Calcular el acero requerido  $A_{sh_{req}}$  en ambas direcciones (X, Y)

————— —

—————

- e) Realizar reducción de                      por confinamiento.

Cuando el nodo está confinado por las 4 caras según las condiciones dadas en Paso 5, se puede reducir el acero requerido  $A_{s_{req}}$  antes calculado a la mitad, y extender en una longitud igual a la menor altura de las vigas concurrentes a la conexión y con una separación no mayor de 15cm.

f) Comparar el  $A_{s_{req}}$  con  $A_{s_{col}}$

Si  $A_{s_{req}} \leq A_{s_{col}}$ , cumple.

Si  $A_{s_{req}} > A_{s_{col}}$ , se debe disminuir la separación de las ligaduras o aumentar su diámetro.

Paso 7. Verificar el refuerzo transversal de la columna en la zona confinada.

Idéntico al Paso 6, exceptuando la condición 3.e)

a) El refuerzo se debe suministrar en una longitud igual a:

$$\ell_o = \text{Máx} \begin{cases} \text{Mayor dim. de la columna} \\ \frac{1}{6} \ell_u \\ 45\text{cm} \end{cases}$$

Paso 8. Calcular los momentos máximos probables de las vigas en ambas direcciones (X, Y)

Para este cálculo se adoptara un valor de  $\phi = 1.00$  y  $\alpha = 1.25$

$$M_{pr,b} = A_s 1.25 f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s \alpha f_y}{0.85 f'_c b}$$

Paso 9. Calcular los cortes de la columna,  $V_{col}$ , en ambas direcciones (X,Y).

1.-Si hay dos vigas en la dirección analizada. (ver figura 4.4).

$$V_{col} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{h_n}$$

2- Si hay una sola viga en la dirección analizada.(ver figura 4.5).

$$V_{col} = \frac{M_{prb}}{h_n}$$

Paso 10. Calcular el corte último del nodo,  $V_u$ , en ambas direcciones (X,Y).

Ídem paso 12 del procedimiento ACI 352R-02.

Paso 11. Calcular el corte teórico del nodo en cada dirección:

a) Seleccionar el valor de  $\gamma$ .

Tabla 4.3 Valores de  $\gamma$  para conexiones viga-columna

A. Nodos confinados por todas sus caras	5 .3
B. Nodos confinados por dos o tres miembros confinantes.	4
C. Otros casos.	3 .2

b) Determinar la anchura efectiva del nodo,  $b_j$ .

Cuando las vigas son de igual o mayor anchura de la columna.  $b_j = b_w$

Cuando las vigas son de menor anchura que las columnas. (figura 4.9).

$$b_j = \text{Min} \begin{cases} b_w + h_j \\ b_w + 2x \end{cases}$$

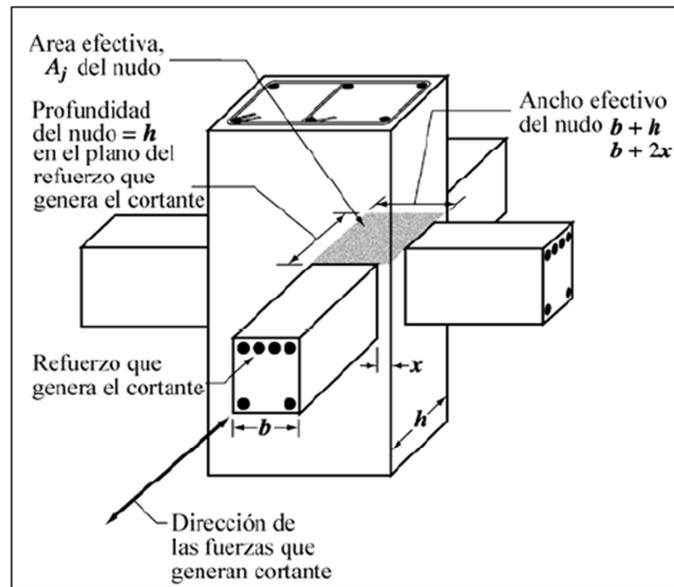


Figura 4.9 Ancho efectivo del nodo

(Norma 1753-2006).

- c) Calcular el área efectiva del nodo
- d) Sustituyo los valores obtenidos anteriormente en la ecuación del corte teórico:

Paso 12. Verificar:

, donde

Si no cumple, se puede aumentar las dimensiones de las vigas, columna o aumentar el  $f'_c$ .

Paso 13. Calcular la relación  $\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}}$

a) Se calculan nuevamente los momentos máximos probables de las vigas usando el paso 8. Para este cálculo se adoptara un valor de  $\phi = 1.00$  y  $\alpha = 1.00$ .

Si la losa es maciza para el cálculo de los momentos teóricos se considera el acero de la losa dentro de la anchura efectiva ( $be$ ), de la misma forma que fue presentada en el procedimiento según código ACI 352R-02.

Si la losa es nervada no se considera la anchura efectiva ( $be$ ), ni el acero de la losa.

b) Verificar:

$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}} \geq 1.20$$

Si hay 2 vigas en la dirección analizada

$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}} = \frac{M_{nc \text{ inf}} + M_{nc \text{ sup}}}{M_{nb1} + M_{nb2}}$$

Si hay sólo una viga en la dirección analizada

$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}} = \frac{M_{nc \text{ inf}} + M_{nc \text{ sup}}}{M_{nb1}}$$

Paso 14. Verificar el refuerzo transversal de la viga.

La separación entre estribos será:

$$s = \text{Min} \begin{cases} \frac{d}{4} \\ 8 d_b \text{ viga} \\ 24 d_{\text{estribo}} \\ 30\text{cm} \end{cases}$$

En cualquier caso el refuerzo el refuerzo debe extenderse una distancia  $2h_b$ . El primer estribo debe colocarse a una distancia de 5cm de la cara del nodo.

Paso 15. Verificar la longitud de anclaje  $l_{dh}$  (solo para barras de vigas que se anclan al nodo):

a) Obtener el valor de  $l_{dh}$

$$l_{dh} = \frac{d_b f_y}{17.2 \sqrt{f'_c}}$$

$$\text{Sabido que, } l_{dh} \geq \text{Mín} \begin{cases} 8d_b \text{ viga} \\ 15\text{cm} \end{cases}$$

b) Para concretos con agregados livianos se utilizará  $1.25 l_{dh}$

c) Determinar el espacio disponible en la columna en ambos sentidos (X, Y)

$$\text{Espacio disponible} = b_c - 2R_c - d_{\text{estribo}}$$

d) Comparar el Espacio disponible con  $l_{dh}$

Si  $l_{dh} \leq$  Espacio Disponible, cumple.

Si  $l_{dh} \geq$  Espacio Disponible, se debe aumentar la profundidad de la columna o disminuir el diámetro de las barras de la viga.

#### 4.3 Ejemplo N° 1. Conexión interna de columna continua

Tabla 4.4 Área de acero transversal de la columna en el nodo y zona confinada.

NORMA	Espaciado obtenido en el nodo.	Área de acero transversal en el nodo (cm <sup>2</sup> )	Espaciado obtenido en la zona confinada.	Área de acero transversal en la zona confinada (cm <sup>2</sup> )
<b>ACI 352R-02</b>	Ash <sub>reqx</sub> (s = 15cm) Ash <sub>reqy</sub> (s = 15cm)	2.31	Ash <sub>reqx</sub> (s = 8cm) Ash <sub>reqy</sub> (s = 8cm)	2.46
<b>1753-06</b>	Ídem ACI352R-02			

Tabla 4.5 Momentos máximos probables

Momentos	ACI 352R-02	1753-2006
<b>Momento Negativo</b> M <sub>pr1</sub> (kgf .m)	68319.92	62568.27
<b>Momento Positivo</b> M <sub>pr2</sub> (kgf .m)	38106.08	39764.96

Tabla 4.6 Corte en la columna  $V_{col}$ 

<b>Vcol (kg f)</b>	<b>ACI 352R-02</b>	<b>1753-2006</b>
<b>Dirección X</b>	30407.43	29238.06
<b>Dirección Y</b>	30407.43	29238.06

Tabla 4.7 Cortes últimos en el nodo.

<b>Vu (kg f)</b>	<b>ACI 352R-02</b>	<b>1753-2006</b>
<b>Dirección X</b>	219807.57	183544.44
<b>Dirección Y</b>	219807.57	183544.44

Tabla 4.8 Cortes teóricos en el nodo.

<b><math>\phi V_n</math> (kg f)</b>	<b>ACI 352R-02</b>	<b>1753-2006</b>
<b>Dirección X</b>	224375.45	256429.09
<b>Dirección Y</b>	224375.45	256429.09

#### 4.4. Ejemplo N° 2. Conexión de esquina con columna continua.

Tabla 4.9 Área de acero transversal de la columna en el nodo y zona confinada.

NORMA	Espaciado obtenido en el nodo.	Área de acero transversal en el nodo (cm <sup>2</sup> )	Espaciado obtenido en la zona confinada.	Área de acero transversal en la zona confinada (cm <sup>2</sup> )
<b>ACI 352R-02</b>	Ash <sub>reqX</sub> (s = 12cm)	3.66	Ash <sub>reqX</sub> (s = 12cm)	3.66
	Ash <sub>reqY</sub> (s = 12cm)	4.31	Ash <sub>reqY</sub> (s = 12cm)	3.66
<b>1753-06</b>	Ídem ACI352R-02			

Tabla4.10 Momentos máximos probables

Momentos	Dirección	ACI 352R-02	1753-2006
<b>Momento Negativo M<sub>pri</sub>(kgf .m)</b>	Dirección X	100520.14	91252.52
	Dirección Y	119605.95	106624.20

Tabla 4.11 Corte en la columna V<sub>col</sub>

Vcol (kg f)	ACI 352R-02	1753-2006
<b>Dirección X</b>	28720.04	26072.15
<b>Dirección Y</b>	34173.13	30464.06

Tabla 4.12 Cortes últimos en el nodo.

<b>Vu (kg f)</b>	<b>ACI 352R-02</b>	<b>1753-2006</b>
<b>Dirección X</b>	149569.96	133527.85
<b>Dirección Y</b>	178189.37	155700.94

Tabla 4.13 Cortes teóricos en el nodo.

<b><math>\phi V_n</math> (kg f)</b>	<b>ACI 352R-02</b>	<b>1753-2006</b>
<b>Dirección X</b>	193531.39	209659.01
<b>Dirección Y</b>	195681.74	209659.01

#### 4.5 Ejemplo N° 3. Conexión exterior de columna discontinua.

Tabla 4.14 Área de acero transversal de la columna en el nodo y zona confinada

<b>NORMA</b>	<b>Espaciado obtenido en el nodo.</b>	<b>Área de acero transversal en el nodo (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Espaciado obtenido en la zona confinada.</b>	<b>Área de acero transversal en la zona confinada (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>ACI 352R-02</b>	Ash <sub>reqx</sub> (s = 8cm)	2.66	Ash <sub>reqx</sub> (s = 8cm)	2.66
	Ash <sub>reqy</sub> (s = 8cm)	2.66	Ash <sub>reqy</sub> (s = 8cm)	2.66
<b>1753-06</b>	Ídem ACI352R-02			

Tabla 4.15 Momentos máximos probables

<b>Momentos</b>	<b>Dirección</b>	<b>ACI 352R-02</b>	<b>1753-2006</b>
<b>Momento Negativo <math>M_{pr1}</math>(kgf .m)</b>	Dirección X	75324.88	63234.00

Tabla 4.16 Corte en la columna  $V_{col}$ 

<b><math>V_{col}</math> (kg f)</b>	<b>ACI 352R-02</b>	<b>1753-2006</b>
<b>Dirección X</b>	21521.39	18066.86

Tabla 4.17 Cortes últimos en el nodo.

<b><math>V_u</math> (kg f)</b>	<b>ACI 352R-02</b>	<b>1753-2006</b>
<b>Dirección X</b>	107261.11	88298.14

Tabla 4.18 Cortes teóricos en el nodo.

<b><math>\phi V_n</math> (kg f)</b>	<b>ACI 352R-02</b>	<b>1753-2006</b>
<b>Dirección X</b>	117597.20	210734.18

#### 4.6 Ejemplo N°4. Conexión interna de viga plana.

Tabla 4.19 Área de acero transversal de la columna en el nodo y zona confinada.

<b>NORMA</b>	<b>Espaciado obtenido en el nodo.</b>	<b>Área de acero transversal en el nodo (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Espaciado obtenido en la zona confinada.</b>	<b>Área de acero transversal en la zona confinada (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>ACI 352R-02</b>	Ash <sub>reqX</sub> (s = 12cm)	2.08	Ash <sub>reqX</sub> (s = 8cm)	2.78
	Ash <sub>reqY</sub> (s = 12cm)	2.08	Ash <sub>reqY</sub> (s = 8cm)	2.78
<b>1753-06</b>	Ídem ACI352R-02			

Tabla 4.20. Momentos máximos probables

<b>Momentos</b>	<b>ACI 352R-02</b>	<b>1753-2006</b>
<b>Momento Negativo M<sub>pr1</sub>(kg .m)</b>	65947.93	50262.03
<b>Momento Positivo M<sub>pr2</sub>(kg .m)</b>	25834.36	25732.51

Tabla 4.21. Corte en la columna V<sub>col</sub>

<b>Vcol (kg f)</b>	<b>ACI 352R-02</b>	<b>1753-2006</b>
<b>Dirección X</b>	26223.51	21712.72
<b>Dirección Y</b>	26223.51	21712.72

Tabla 4. 22. Cortes últimos en el nodo.

<b>Vu (kg f)</b>	<b>ACI 352R-02</b>	<b>1753-2006</b>
<b>Dirección X</b>	193226.49	157837.28
<b>Dirección Y</b>	193226.49	157837.28

Tabla 4. 23. Cortes teóricos en el nodo.

$\phi V_n$ (kg f)	ACI 352R-02	1753-2006
Dirección X	228033.78	228033.78
Dirección Y	228033.78	228033.78

#### 4.7 Ejemplo N°5 Conexión externa de viga plana.

Tabla 4. 24. Área de acero transversal de la columna en el nodo y zona confinada

NORMA	Espaciado obtenido en el nodo.	Área de acero transversal en el nodo (cm <sup>2</sup> )	Espaciado obtenido en la zona confinada.	Área de acero transversal en la zona confinada (cm <sup>2</sup> )
ACI 352R-02	Ash <sub>reqX</sub> (s = 8cm) Ash <sub>reqY</sub> (s = 8cm)	2.78	Ash <sub>reqX</sub> (s = 8cm) Ash <sub>reqY</sub> (s = 8cm)	2.78
1753-2006	Ídem ACI352R-02			

Tabla 4.25 Momentos máximos probables

Momentos	Dirección	ACI 352R-02	1753-2006
Momento Negativo M <sub>pr1</sub> (kg .m)	Viga dirección Y	70739.47	50262.03
Momento Negativo M <sub>pr1</sub> (kg .m)	Viga dirección X	31965.78	18905.36
Momento Positivo M <sub>pr2</sub> (kg .m)		25582.88	12791.73

Tabla 4.26. Corte en la columna  $V_{col}$ 

<b>Vcol (kg f)</b>	<b>ACI 352R-02</b>	<b>1753-2006</b>
<b>Dirección X</b>	16442.47	9056.31
<b>Dirección Y</b>	20211.28	14360.58

Tabla 4. 27. Cortes últimos en el nodo.

<b>Vu (kg f)</b>	<b>ACI 352R-02</b>	<b>1753-2006</b>
<b>Dirección X</b>	62097.53	65756.19
<b>Dirección Y</b>	151831.22	105339.42

Tabla 4. 28. Cortes teóricos en el nodo

<b><math>\phi V_n</math> (kg f)</b>	<b>ACI 352R-02</b>	<b>1753-2006</b>
<b>Dirección X</b>	164278.20	172700.97
<b>Dirección Y</b>	172100.97	172700.97

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### Conclusiones:

1. Los procedimientos desarrollados para el diseño de nodos según la norma 1753-2006 y las recomendaciones ACI352R-02 son bastante similares. Entre las diferencias más resaltantes se encuentran las siguientes:

a) La norma venezolana no usa un ancho de losa efectivo de losa ( $b_e$ ) para el cálculo de los momentos probables, por lo cual no toman en cuenta el acero de la losa contribuyente.

b) Para el establecimiento del corte teórico se usa un factor  $\gamma$  que en la ACI depende tanto del número de las caras de la columna confinadas por las vigas que confluyen al mismo como también de la continuidad o no de la columna.

c) La anchura efectiva del nodo se obtiene de manera diferente, en la norma ACI toman en cuenta un factor “ $m$ ” que depende de la excentricidad de la columna.

d) La norma ACI tiene criterios de diseño para conexiones exteriores e interiores de viga plana, así como también para conexiones de columna discontinua.

e) La norma venezolana presenta mayor número de condiciones dimensionales que deben cumplir los miembros que confluyen al nodo.

2. Los momentos probables de los ejemplos del 1 al 5 cuando la losa está sometida a tracción (momento negativo) es mayor con la norma ACI ya que toman en cuenta el acero de refuerzo de la losa como se mencionó anteriormente.

3. Del ejemplo N°1 y N°4 se observa que en ambas normas la cantidad de acero de refuerzo transversal en el nodo y en la zona confinada son muy parecidas pero el espaciado es menor en la zona confinada ya que en esta no se realiza la reducción de acero por confinamiento como en el nodo.

4. Del ejemplo N°2 se observa que en ambas normas se utiliza la misma cantidad de acero de refuerzo transversal en el nodo y en la zona confinada, los valores de los cortes de la columna, corte ultimo y corte teórico son muy cercanos.

5. Del ejemplo N°3 se observa que en ambas normas se utiliza la misma cantidad de acero de refuerzo transversal en el nodo y en la zona confinada, pero adicional a esto siguiendo los procedimientos de ACI se agregaron estribos verticales en toda la altura del nodo.

6. Del ejemplo N°5 se observa que en ambas normas se utiliza la misma cantidad de acero de refuerzo transversal en el nodo y en la zona confinada; los momentos máximos probables en la norma ACI exceden más del doble a los de la norma venezolana ya que la viga de borde se diseño por torsión, adicionando el numero de barras longitudinales necesarias para que soportara toda la torsión de equilibrio impuesta por la losa y la viga plana.

7. El cálculo de los cortes teóricos en la norma venezolana fue menos conservador que en la norma ACI.

### **Recomendaciones:**

1. Se recomienda ampliar la investigación sobre este tema en general, y en particular sobre los diferentes métodos que existen para el diseño de nodos viga – columna por otras normas.

2. Se recomienda aplicar el método de diseño presentado por la ACI 352R-02 conjuntamente con la norma venezolana para obtener un criterio más actualizado del diseño de nodos.

## REFERENCIAS

ACI-ASCE Committee 352,(2002) “**RECOMMENDATIONS FOR DESIGN OF BEAM-COLUMN CONNECTIONS IN MONOLITHIC REINFORCED CONCRETE STRUCTURES**” American Concrete Institute, Farmington Hills.

Balestrini, M. (2002) **COMO SE ELABORA EL PROYECTO DE INVESTIGACIÓN**.BL Consultores Asociados. Servicio Editorial. 6ta Edición.

FONDONORMA (2006) **PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS EN CONCRETO ESTRUCTURAL. NORMA VENEZOLANA 1753-2006**. Caracas, Venezuela, (pp. 1-329).

Hernández R, Fernández, C.(1997) **METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN**. Editorial MCGRAW HILL.

López, Oscar A y Espinosa, Luis F. **DERRUMBE DEL LICEO RMC DURANTE EL TERREMOTO DE CARIACO DE 1.997**, 16 de mayo de 2010, [http://www.scielo.org.ve/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S0376723X200700020003&lng=es&nrm=iso](http://www.scielo.org.ve/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0376723X200700020003&lng=es&nrm=iso)

Nilson, Arthur (1999) **DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO**. McGraw-Hill  
Interamericana, Bogotá, Colombia, 12ª ed. (pp. 138-148, 320-331).

Park, R. y Paulay, T. (1991) **ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO**. Limusa. NORIEGA EDITORES, México DF, México, 6ª reimpresión, (pp. 726-742).

Sabino, C. (1992) **EL PROCESO DE LA INVESTIGACIÓN**. Editorial Panapo.

Tamayo y Tamayo, Mario (2003) **EL PROCESO DE LA INVESTIGACIÓN CIENTÍFICA**. Limusa. NORIEGA EDITORES, México DF, México, 4ª Ed.

Universidad Pedagógica Experimental Libertador, (2006). **MANUAL DE TRABAJOS DE GRADO DE ESPECIALIZACIÓN Y MAESTRÍA Y TESIS DOCTORALES**. (4ª ed.). Caracas: Autor.

## APÉNDICE

### Apéndice A

#### EJEMPLO N° 1 conexión interna de columna continua

##### Ejemplo de Diseño 1.

**A.1 Diseñar la conexión viga-columna que se muestra en la figura A.1 según las recomendaciones ACI 352R-02**

Datos iniciales:

Materiales  $f'_c = 250 \text{ kgf/cm}^2$ ;  $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

Características de la losa:  $e_{\text{losa}} = 15\text{cm}$ . Acero superior #3 C/20cm. Acero inferior #3 C/30cm.

Características de columna (figura A.2):  $M_{nc} = 75000 \text{ kgf.m}$ ,  $R_c = 4\text{cm}$ ,  $R_e = 6\text{cm}$ .

Características de vigas (figura A.2):  $R_c = 4\text{cm}$ ,  $R_e = 6\text{cm}$ ,  $e_x = 0\text{cm}$ ,  $e_y = 0\text{cm}$

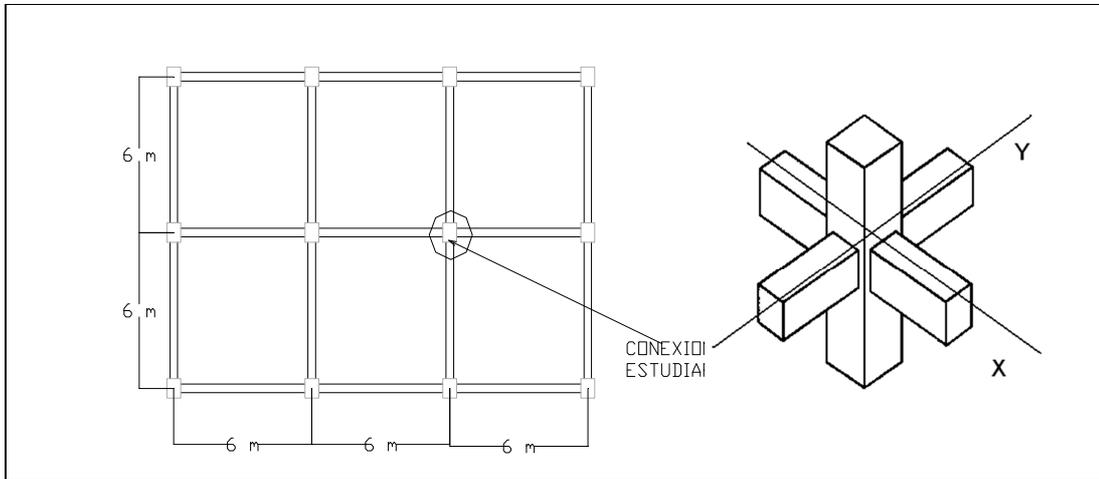


Figura A1 Ubicación en planta del nodo y tipo de nodo.

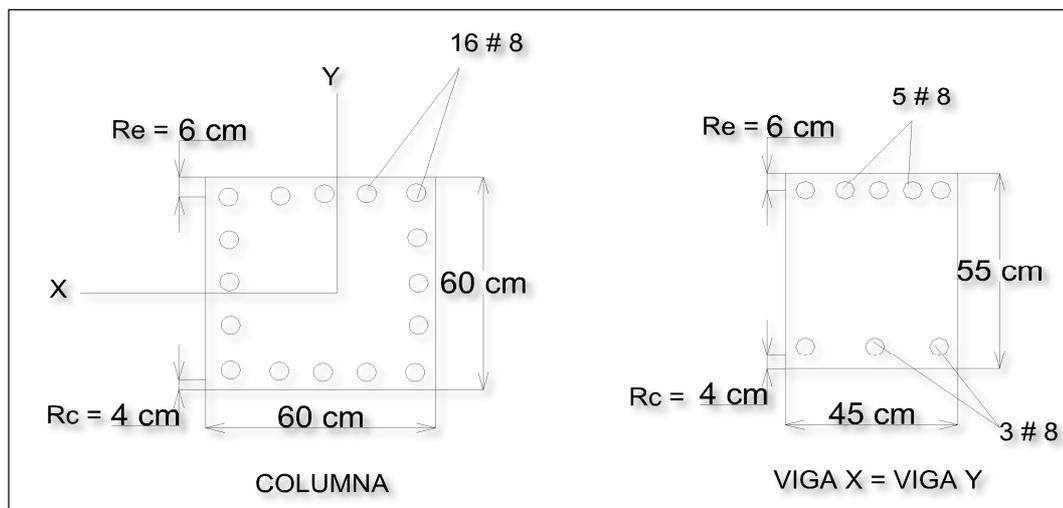


Figura A.2. Sección transversal de vigas y columnas de la conexión.

Nota: En este ejemplo la columna es cuadrada y las vigas X, Y son iguales, por eso solamente se realizarán los cálculos en dirección X ya que son idénticos a los de la dirección Y.

Paso 1. Verificar que se cumpla:

- a) Concreto con agregados de tipo normal

El concreto a utilizar es con agregados de tipo normal.

- b)  $f'c \leq 1050 \text{ kgf/cm}^2$

$$f'c = 250 \text{ kgf/cm}^2 \therefore (\text{Cumple})$$

- c)  $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2 \therefore (\text{Cumple})$

Paso 2. Identificar el tipo de conexión objeto de estudio

La conexión es interior Tipo A. (Figura 4.1).

Paso 3. Verificar las dimensiones de los miembros que confluyen al nodo:

- a) Si el refuerzo de la columna pasa a través del nodo debe cumplirse:

$$h_b \geq \frac{20(f_y * d_{b \text{ col}})}{4200}$$

$$h_{b \text{ mín}} = \frac{20 * 4200 \text{ kgf/cm}^2 * (2.54 \text{ cm})}{4200 \text{ kgf/cm}^2} = 50.80 \text{ cm}$$

Sabiendo que  $h_{b \text{ X}} = 55 \text{ cm}$   $h_{b \text{ X}} > h_{b \text{ mín}} \therefore (\text{Cumple})$

- b) Si el refuerzo de la viga pasa a través del nodo debe cumplirse:

$$h_{col} \geq \frac{20(f_y * d_b \text{ viga})}{4200}$$

$$h_{c \text{ mín}} = \frac{20 * 4200 \text{ kgf/cm}^2 * (2.54 \text{ cm})}{4200 \text{ kgf/cm}^2} = 50.80 \text{ cm}$$

Sabiendo que  $h_{col} = 60 \text{ cm}$        $h_{col} \geq h_{c \text{ mín}} \therefore (\text{Cumple})$

- c) La anchura de las vigas no debe exceder el valor máximo dado por:

Dirección X

$$b_b \text{ Máx} = \text{Mín} \begin{cases} 3b_c = 3(60 \text{ cm}) = 180 \text{ cm} \\ b_c + 1.5h_c = 60 \text{ cm} + 1.5(60 \text{ cm}) = 150 \text{ cm (ok)} \end{cases}$$

$$b_{bx} = 45 \text{ cm} \therefore b_{bx} < b_b \text{ Máx}$$

Paso 4. Verificar el refuerzo longitudinal de la columna:

- a) El área de acero longitudinal de la columna ( $A_{st}$ ) esté entre  $0.01 A_g$  y  $0.06 A_g$

$$A_{st} = \frac{16(\pi)(2.54 \text{ cm})^2}{4} = 81.07 \text{ cm}^2$$

$$0.01A_g \leq A_{st} \leq 0.06A_g$$

$$36 \leq 81.07 \leq 216(\text{cm}^2) \therefore (\text{Cumple})$$

b) Calcular la separación centro a centro máxima entre las barras de la columna ( $s_{\text{máx.}}$ ) y compararla con la separación entre las barras colocadas ( $s$ ).

$$s_{\text{máx}} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 30 \text{ cm} \\ \text{Máx} \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm (ok)} \\ \frac{1}{3}(60\text{cm}) = 20\text{cm} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$s_x = \frac{60\text{cm} - 2(6\text{cm})}{5 - 1} = 12\text{cm} < 20\text{cm} \therefore (\text{Cumple})$$

Paso 5. Verificar el confinamiento del nodo.

a)  $b_b \geq \frac{3}{4}b_c$

$$\frac{3}{4}(60\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$b_{bx} = 45\text{cm} = 45\text{cm} \therefore (\text{Cumple})$$

b) La distancia que sobresale la columna de la viga debe ser  $\leq 10$  cm.

$$\text{Distancia sobresaliente} = \frac{60 - 45}{2} = 7.5\text{cm} < 10\text{cm} \therefore (\text{Cumple})$$

Al cumplirse las dos condiciones anteriores se confirma que las 4 caras del nodo están confinadas.

Paso 6. Verificar el refuerzo transversal de la columna en el nodo.

- a) Realizar un arreglo inicial del refuerzo transversal

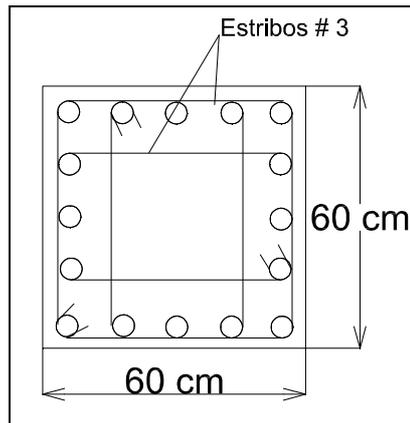


Figura A.3. Distribución de estribos asumida.

- b) Calcular el área  
de acero colocado en el punto anterior ( $A_{sh_{col}}$ ) para ambas direcciones (X, Y)

$$A_{sh_{col X}} = \frac{\# \text{ de ramas } (\pi)(d_{estr})^2}{4} = \frac{4(\pi) \left(\frac{3}{8} * 2.54\right)^2}{4} = 2.85 \text{ cm}^2$$

- c) Calcular la separación máxima centro a centro entre ligaduras:

$$Sh_{M\acute{a}x} \leq \text{Min} \begin{cases} \frac{\text{Min. dim. col}}{4} = \frac{60 \text{ cm}}{4} = 15 \text{ cm (ok)} \\ 6d_{b \text{ col}} = 6(2.54 \text{ cm}) = 15.24 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Se toma un  $Sh_{M\acute{a}x} = 15 \text{ cm}$

d) Calcular el acero requerido  $A_{sh_{req}}$  en ambas direcciones (X, Y)

1. Obtener el  $A_{sh_{req}}$  mediante la fórmula:

$$A_{sh_{req}} = \text{Máx} \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \frac{s_h b_c'' f'_c}{f_{yh}} \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 0.3 \frac{(15)[60 - (2 * 4)](250)}{4200} \left( \frac{3600}{2704} - 1 \right) = 4.62 \text{cm}^2 \\ 0.09 \frac{s_h b_c'' f'_c}{f_{yh}} = 0.09 \frac{(15 \text{cm}) [60 - (2 * 4)](250)}{4200} = 4.18 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_g = (60 \text{cm})(60 \text{cm}) = 3600 \text{cm}^2$$

$$A_c = [60 - (2 * 4)] [60 - (2 * 4)] = 2704 \text{cm}^2$$

$$A_{sh_{req}} = 4.62 \text{cm}^2$$

2. Realizar reducción de  $A_{sh_{req}}$  por confinamiento.

$A_{sh_{req}} = 4.62 \text{cm}^2$  se reduce a la mitad ya que el nodo está confinado

$$A_{sh_{req\ x}} = 0.5 (4.62) \text{cm}^2 = 2.31 \text{cm}^2$$

3. Comparar el  $A_{S_{req}}$  con  $A_{sh_{col}}$

$$A_{sh_{req}} \leq A_{sh_{col}}$$

$$2.31 \text{cm}^2 \leq 2.85 \text{cm}^2 \therefore (\text{Cumple})$$

Paso 7. Verificar el refuerzo transversal de la columna en la zona confinada.

El refuerzo necesario por confinamiento es idéntico al del paso 6, pero sin aplicar la reducción del área de acero por confinamiento, se tiene un  $Ash_{col X} = 2.85cm^2$  y un  $Ash_{req} = 4.62cm^2$

$$Ash_{req} \leq Ash_{col}$$

$$4.62cm^2 \leq 2.85cm^2 \therefore (No\ Cumple)$$

Se disminuye el espaciado a  $Sh = 12cm$ ,  $Ash_{req} = 3.70cm^2$

$$3.70cm^2 \leq 2.85cm^2 \therefore (Cumple)$$

Se disminuye el espaciado a  $Sh = 10cm$ ,  $Ash_{req} = 3.08cm^2$

$$3.08cm^2 \leq 2.85cm^2 \therefore (Cumple)$$

Se disminuye el espaciado a  $Sh = 7cm$ ,  $Ash_{req} = 2.16cm^2$

$$2.16cm^2 \leq 2.85cm^2 \therefore (Cumple)$$

Debe extenderse en una longitud igual a:

$$\ell_o = \text{Máx} \begin{cases} \text{Mayor dim. de la columna} = 60cm(ok) \\ \frac{1}{6}\ell_u = \frac{1}{6}(350cm) = 58.33cm \\ 45cm \end{cases}$$

Paso 8. Cálculo de la anchura efectiva de la losa ( $b_e$ )

Si hay losa a ambos lados

Para flexión positiva

Dirección X

$$b_e = \text{Mín} \begin{cases} b_b + 8 * e_{losa} * 2 = 45\text{cm} + 8 (15)(2) = 285\text{cm} \\ b_b + \frac{1}{2} \text{ dist. libre. a la próx. viga} = 45\text{cm} + \frac{1}{2} (600 - 45)(2) = 600\text{cm} \\ \frac{1}{4} \text{ de la luz de la viga} = \frac{600}{4} = 150\text{ cm (ok)} \end{cases}$$

Para flexión negativa (figura A.4)

Idéntico a la flexión positiva pero además  $b_e \geq 2b_{bx}$

$$b_e \geq 2(45\text{cm}) = 90\text{cm}$$

$$150\text{cm} \geq 90\text{cm} \therefore b_e = 150\text{cm}$$

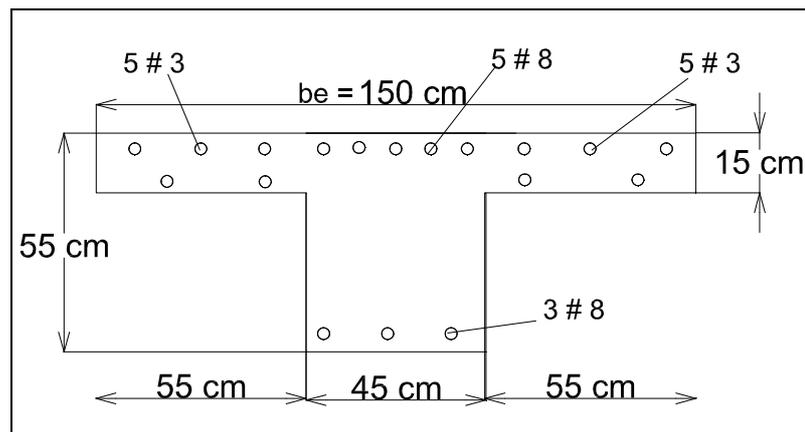


Figura A.4 Anchura efectiva de losa para flexión negativa.

El Paso 9 no se realiza ya que la conexión no es de viga plana.

Paso 10 .Calcular los momentos máximos probables de las vigas en ambas direcciones (X, Y)

$$M_{pr,b} = A_s 1.25 f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s \propto f_y}{0.85 f' c b}$$

Dirección X

Momento Negativo. (figura A.5).

$$A_s = \frac{5 * \pi * (2.54)^2}{4} = 25.33 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{10 * \pi * \left( \frac{3}{8} * 2.54 \right)^2}{4} = 7.13 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{(25.33 + 7.13) \text{ cm}^2 * 1.25 * 4200 \text{ kgf/cm}^2}{0.85 * 250 \text{ kgf/cm}^2 * 45 \text{ cm}} = 17.82 \text{ cm}$$

$$M_{pr1} = 32.46 * 1.25 * 4200 \left[ (55 - 6) - \frac{17.82}{2} \right]$$

$$M_{pr1} = 6831992.26 \text{ kgf.cm} \approx 68319.92 \text{ kgf.m}$$

Momento Positivo. (figura A.5).

$$A_s = \frac{3 * \pi * (2.54)^2}{4} = 15.20 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{15.20 \text{ cm}^2 * 1.25 * 4200 \text{ kgf/cm}^2}{0.85 * 250 \text{ kgf/cm}^2 * 150 \text{ cm}} = 2.50 \text{ cm}$$

$$M_{pr2} = 15.20 * 1.25 * 4200 \left[ (55 - 6) - \frac{2.50}{2} \right]$$

$$M_{pr2} = 3810608.05 \text{ kgf.cm} \approx 38106.08 \text{ kgf.m}$$

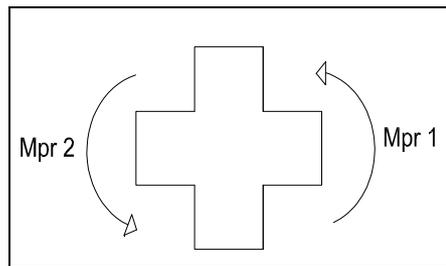


Figura A.5 Momentos probables.

Paso 11. Calcular los cortes de la columna,  $V_{col}$ , en ambas direcciones (X,Y).(figura A.6).

$$V_{col x} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{3.50} = \frac{68319.92 + 38106.08}{3.50} = 30407.43 \text{ kgf.m}$$

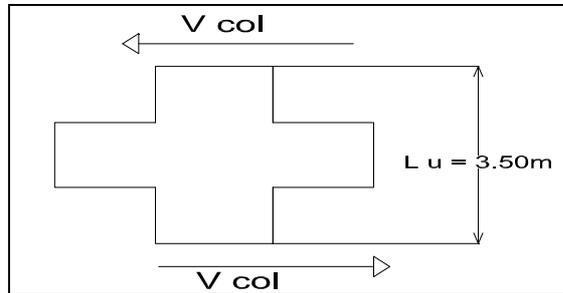


Figura A.6 Corte de la columna

Paso 12 .Calcular el corte último del nodo,  $V_u$ , en ambas direcciones (X,Y)

$$V_u = T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} + C_{b2} - V_{col_x}$$

Donde:

$$T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} = \alpha f_y (A_{s1} + A_{s,s1} + A_{s,s2}) = 1.25 * 4200(25.33 + 7.13) = 170415kgf$$

$$C_{b2} = A_{s2} \alpha f_y = 15.20 * 1.25 * 4200 = 79800kgf$$

$$V_u = 170415kgf + 79800kgf - 30407.43kgf = 219807.57kgf$$

$$V_u = 219807.57kgf$$

Paso 13. Calcular el corte teórico del nodo en cada dirección.

a) Seleccionar el valor de  $\gamma$ .

De la tabla 4.2, para un nodo A.1, el valor de  $\gamma$  es igual a 5.3

b) Determinar “m”

La excentricidad de la viga,  $e_x = 0$  cm, es obviamente, menor a  $\frac{b_c}{8} \left( \frac{50}{8} \right)$ ; por lo tanto  $m = 0.5$

c) Determinar la anchura efectiva del nodo,  $b_j$ .

$$b_{jX} = \text{Min} \begin{cases} b_{bX} + \sum \frac{m h_c}{2} = 45 + (2 * 7.5) = 60 \text{cm} \\ \frac{b_{bX} + b_c}{2} = \frac{45 + 60}{2} = 52.5 \text{cm (ok)} \\ b_c = 60 \text{cm} \end{cases}$$

d) Sustituyo los valores obtenidos anteriormente en la ecuación del corte teórico:  $V_n = \gamma \sqrt{f'_c} b_j h_c$

$$V_{nX} = 5.3 \sqrt{250} * 52.5 * 60 = 263971.12 \text{kgf}$$

Paso 14. Verificar :  $\phi V_n \geq V_u$  , donde  $\phi = 0.85$

Dirección X

$$\phi V_{nX} = 0.85 * 263971.12 \text{kgf} = 224375.45 \text{kgf}$$

$$V_{uX} = 219807.57 \text{kgf}$$

$$\phi V_{nX} \geq V_{uX} \therefore (\text{Cumple})$$

Paso 15. Calcular la relación  $\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}}$

a) Se calculan nuevamente los momentos máximos probables de las vigas usando el paso 10. Para este cálculo se adoptara un valor de  $\phi = 1.00$  y  $\alpha = 1.00$

$$M_{pr1} = 68319.92 \text{ kgf.m} / 1.25 = 54655.94 \text{ kgf.m}$$

$$M_{pr2} = 38106.08 \text{ kgf.m} / 1.25 = 30484.86 \text{ kgf.m}$$

b) Verificar:

$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}} \geq 1.20$$

Si hay 2 vigas en la dirección analizada. (figura A.7)

$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}} = \frac{2(75000)}{54655.94 + 30484.86} = 1.76 > 1.20$$

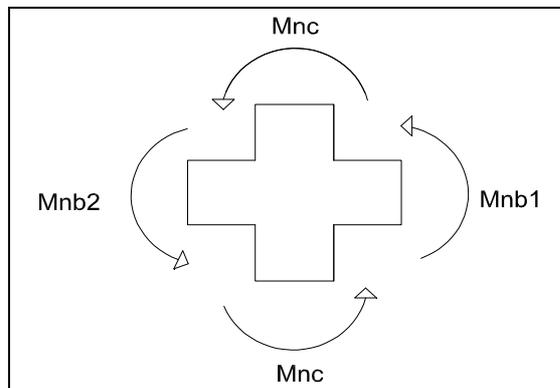


Figura A.7 Relación entre los momentos de las columnas y las vigas

Paso 16. Verificar el refuerzo transversal de la viga.

En ambas direcciones X,Y

La separación máxima de estribos será:

$$s = \text{Min} \begin{cases} \frac{d}{4} = \frac{(55 - 6)}{4} = 12.25\text{cm} \text{ (ok)} \\ 8 d_{b \text{ viga}} = 8 (2.54) = 20.32\text{cm} \\ 24 d_{\text{estribo}} = 24 \left( \frac{3}{8} * 2.54 \right) = 22.86\text{cm} \\ 30\text{cm} \end{cases}$$

El refuerzo debe extenderse una distancia  $2h_b = 2(55\text{cm}) = 110\text{cm}$ , tanto en la dirección X como en la dirección Y.

Paso 17. Verificar la longitud de anclaje  $l_{ah}$  (solo para barras de vigas que se anclan al nodo):

No aplica, ya que las barras pasan a través del nodo.

**A.2 Diseñar la conexión viga-columna que se muestra en la figura A.1 según la norma 1753-2006.**

Datos iniciales: Ídem ACI 352R-02

Paso 1. Verificar que se cumpla:

a) Usando concreto con agregados de tipo normal

$$f'_c \geq 210 \text{ kgf/cm}^2$$

Ya que  $f'_c = 250 \text{ kgf/cm}^2 \geq 210 \text{ kgf/cm}^2 \therefore$  (Cumple)

- b) No aplica
- c)  $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

Paso 2. Identificar el tipo de conexión objeto de estudio.

La conexión es interior Tipo A. (figura 4.2).

Paso 3. Verificar las dimensiones de los miembros que confluyen al nodo.

a) Para vigas:

1.  $L_n \geq 4h$

$$6m \geq 4(0.55m) = 2.20 m \therefore (\text{Cumple})$$

2.  $\frac{b_w}{h} \geq 0.30$

$$\text{Dirección X: } \frac{b_{wx}}{h_{bx}} = \frac{45}{55} = 0.81 > 0.30 \therefore (\text{Cumple})$$

3.  $b_w \geq 25 \text{ cm}$

$$\text{Dirección X: } b_{wx}(45\text{cm}) > 25\text{cm} \therefore (\text{Cumple})$$

4.  $b_{wx} < b_c + a_1 + a_2$

$$\text{Dirección X: } b_{wx}(45\text{cm}) < b_c + a_1 + a_2(142.5\text{cm}) \therefore (\text{Cumple})$$

$$5. \quad h \geq 15d_{b \text{ col}}$$

$$h \geq 15 \left( \frac{8}{8} * 2.54 \text{cm} \right) = 38.10 \text{cm}$$

$$h_{\text{viga } x} = h_{\text{viga } y} = 55 \text{cm} \geq 38.10 \text{cm} \therefore (\text{Cumple})$$

b) Para columnas:

1. La menor dimensión de la columna  $\geq 30 \text{cm}$

La menor dimensión de la columna es  $60 \text{cm} \geq 30 \text{cm} \therefore (\text{Cumple})$

$$2. \quad \frac{b}{h} \geq 0.40$$

$$\frac{60}{60} = 1.00 > 0.40 \therefore (\text{Cumple})$$

3. La dimensión mínima de la columna ( $h$ ) no será menor que:

$$h = \frac{0.08 f_y d_{\text{viga}} (\text{mayor diámetro})}{\sqrt{f'_c}}$$

$$h = \frac{0.08 * 4200 * 2.54}{\sqrt{250}} = 53.97 \text{cm}$$

$$h_{\text{col } x} = 60 \text{cm} \geq 53.97 \text{cm} \therefore (\text{Cumple})$$

Paso 4. Verificar el refuerzo longitudinal de la columna.

- a) La cuantía geométrica ( $\rho$ ) está entre 0.01 y 0.06 ( $\rho = \frac{A_s}{A_g}$ )

$$0.01 \leq \rho \leq 0.06$$

$$A_s = \frac{16 * \pi * (2.54)^2}{4} = A_s = 81.07 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{81.07}{(60)(60)} = 0.0225, \quad 0.01 \leq 0.0225 \leq 0.06 \text{ (ok)}$$

Paso 5. Verificar el confinamiento del nodo:

Dirección X

- a)  $b_b \geq \frac{3}{4} b_c$

$$\frac{3}{4}(60 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$b_{bx} = 45 \text{ cm} = 45 \text{ cm} \therefore \text{(Cumple)}$$

Al cumplirse la condición anterior, se confirma que las 4 caras del nodo están confinadas.

Paso 6. Verificar el refuerzo transversal de la columna en el nodo.

- a) Realizar un arreglo inicial del refuerzo transversal

Ídem procedimiento ACI 352R – 02

b) Calcular el área de acero colocado en el punto anterior ( $A_{sh_{col}}$ ) para ambas direcciones (X, Y)

Ídem procedimiento ACI 352R – 02

c) Calcular la separación máxima centro a centro entre ligaduras:

Ídem procedimiento ACI 352R – 02

d) Calcular el acero requerido  $A_{sh_{req}}$  en ambas direcciones (X, Y)

Ídem procedimiento ACI 352R – 02

Paso 7. Verificar el refuerzo transversal de la columna en la zona confinada.

Ídem procedimiento ACI 352R – 02

Paso 8. Calcular los momentos máximos probables de las vigas.

$$M_{pr,b} = A_s 1.25 f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s \alpha f_y}{0.85 f'_c b}$$

Dirección X

Momento Negativo. (figura A.5).

$$A_s = \frac{5 * \pi * (2.54)^2}{4} = 25.33 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{25.33 \text{ cm}^2 * 1.25 * 4200 \text{ kgf/cm}^2}{0.85 * 250 \text{ kgf/cm}^2 * 45 \text{ cm}} = 13.90 \text{ cm}$$

$$M_{pr1} = 25.33 * 1.25 * 4200 \left[ (60 - 6) - \frac{13.90}{2} \right]$$

$$M_{pr1} = 62568.27 \text{ kgf.m}$$

Momento Positivo.(figura A.5).

$$A_s = \frac{3 * \pi * (2.54)^2}{4} = 15.20 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{(15.20) \text{ cm}^2 * (1.25) * 4200 \text{ kgf/cm}^2}{0.85 * 250 \text{ kgf/cm}^2 * 45 \text{ cm}} = 8.34 \text{ cm}$$

$$M_{pr2} = 15.20 * 1.25 * 4200 \left[ (60 - 6) - \frac{8.34}{2} \right]$$

$$M_{pr2} = 39764.96 \text{ kgf.m}$$

Paso 9. Calcular los cortes de la columna,  $V_{col}$ , en ambas direcciones (X,Y).  
(figura A.6).

$$V_{col x} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{3.50} = \frac{62568.27 + 39764.96}{3.50} = 29238.06 \text{ kgf}$$

Paso 10. Calcular el corte último del nodo,  $V_u$ , en ambas direcciones (X,Y)

Dirección X

$$V_{uX} = T_{b1} + C_{b2} - V_{colX}$$

Donde:

$$T_{b1} = \alpha f_y (A_{s1}) = 1.25 * 4200 * (25.33) = 132982.50 \text{ kgf}$$

$$C_{b2} = A_{s2} \alpha f_y = 15.20 * 1.25 * 4200 = 79800 \text{ kgf}$$

$$V_{uX} = 132982.50 \text{ kgf} + 79800 \text{ kgf} - 29238.06 \text{ kgf} = 183544.44 \text{ kgf}$$

$$V_{uX} = 183544.44 \text{ kgf}$$

Paso 11. Calcular el corte teórico del nodo en cada dirección:

a) Seleccionar el valor de  $\gamma$

De la tabla 4.3 se obtiene un valor de  $\gamma$  igual a 5.3

b) Determinar la anchura efectiva del nodo,  $b_j$ .

$$b_j = \text{Mín} \begin{cases} b_w + h_j \\ b_w + 2x \end{cases}$$

Dirección X:

$$b_{jx} = \text{Mín} \begin{cases} b_w + 2x = 45 + 2(7.5) = 60\text{cm (ok)} \\ b_w + h_j = 45 + 60 = 105 \end{cases}$$

c) Calcular el área efectiva del nodo  $A_j = b_j h_j$

$$A_{jx} = (60)(60) = 3600\text{cm}^2$$

d) Sustituyo los valores obtenidos anteriormente en la ecuación del corte teórico:  $V_c = \gamma \sqrt{f'_c} A_j$

Dirección X

$$V_{cX} = \gamma \cdot \sqrt{f'_c} A_{jx}$$

$$V_{cX} = 5.3(\sqrt{250})(3600) = 301681.28 \text{ Kgf}$$

Paso 12. Verificar :  $\phi V_n \geq V_u$  , donde  $\phi = 0.85$

Dirección X

$$\phi V_{cX} = 0.85 * (301681.28) = 256429.09 \text{ kgf}$$

$$V_{uX} = 183544.44\text{kgf}$$

$$\phi V_{nX} \geq V_{uX} \therefore (\text{Cumple})$$

Paso 13. Calcular la relación  $\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}}$

Ídem procedimiento ACI 352R – 02

Paso 14. Verificar el refuerzo transversal de la viga.

Ídem procedimiento ACI 352R – 02

Paso 15. Verificar la longitud de anclaje  $l_{ah}$  (solo para barras de vigas que se anclan al nodo):

No aplica, ya que las barras pasan a través del nodo

## Apéndice B

### EJEMPLO N° 2 conexión de esquina con columna continua

#### Ejemplo de Diseño 2.

**B.1 Diseñar la conexión viga-columna que se muestra en la figura B.1 según las recomendaciones ACI 352R-02**

Datos iniciales:

Materiales  $f'_c = 250 \text{ kgf/cm}^2$ ;  $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ .

Características de la losa:  $e_{\text{losa}} = 15 \text{ cm}$ . Acero superior #3 C/20cm. Acero inferior #3 C/30cm.

Características de Columna (figura B.2):  $M_{ncx} = 120000 \text{ kgf.m}$ ,  $M_{ncy} = 105000 \text{ kgf.m}$ ;  $\ell_u = 3.50 \text{ m}$ .

Características de vigas (Figura B.2):  $R_c = 4 \text{ cm}$ ,  $R_e = 6 \text{ cm}$ ,  $e_x = 0 \text{ cm}$ ,  $e_y = 0 \text{ cm}$ .

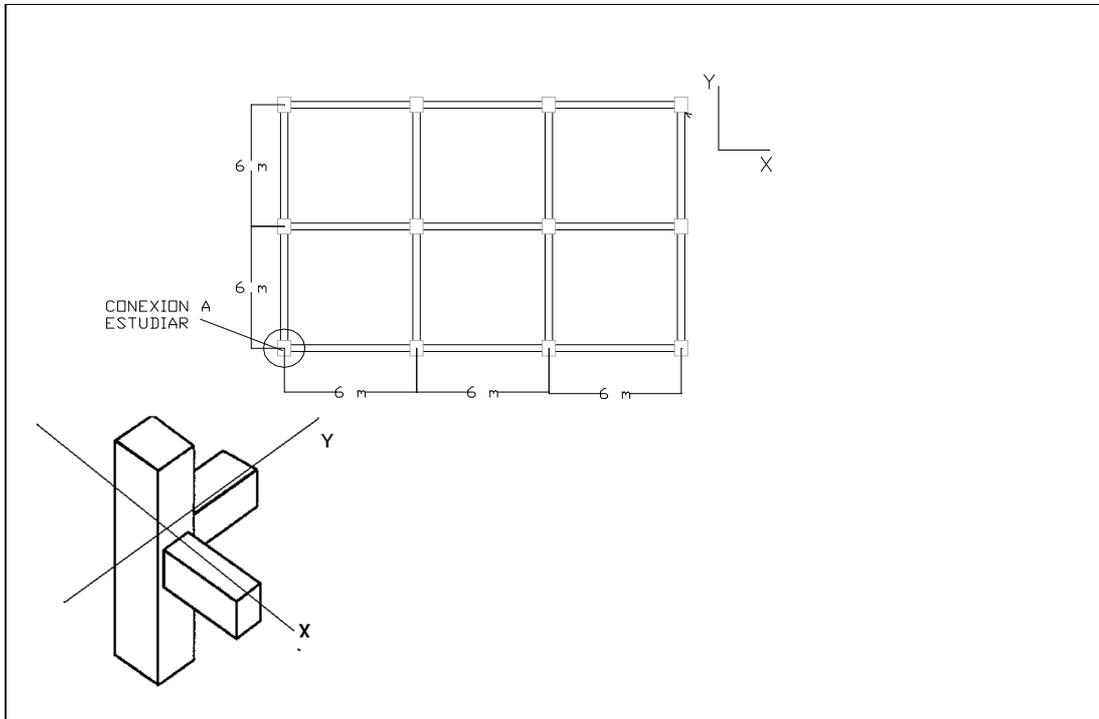


Figura B.1 Ubicación en planta del nodo y tipo de nodo.

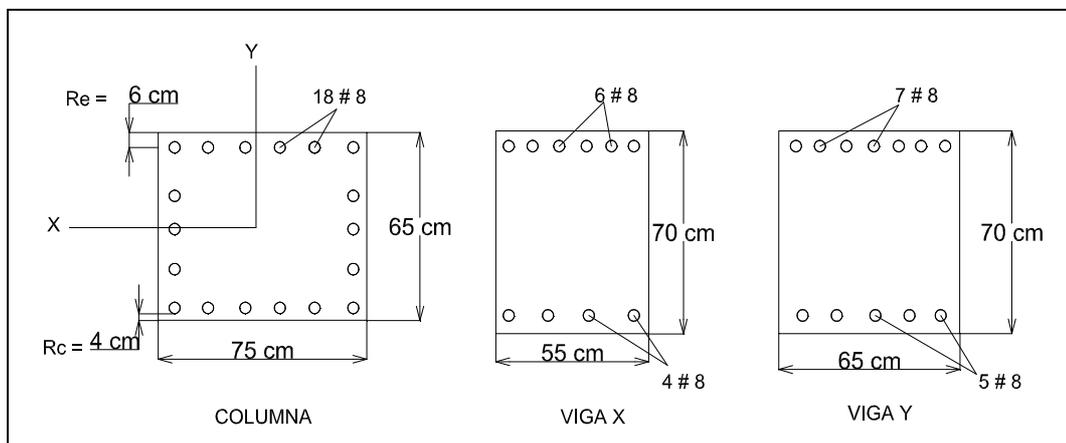


Figura B.2. Sección transversal de vigas y columnas de la conexión.

Paso 1. Verificar que se cumpla:

- a) Concreto con agregados de tipo normal

El concreto a utilizar es con agregados de tipo normal.

$$b) \quad f'c \leq 1050 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f'c = 250 \text{ kgf/cm}^2 \therefore (\text{Cumple})$$

$$c) \quad fy = 4200 \text{ kgf/cm}^2 \therefore (\text{Cumple})$$

Paso 2. Identificar el tipo de conexión objeto de estudio

La conexión es de esquina Tipo C. (Figura 4.1).

Paso 3. Verificar las dimensiones de los miembros que confluyen al nodo:

a) Si el refuerzo de la columna pasa a través del nodo debe cumplirse:

Dirección X

$$h_{b \text{ mín}} = \frac{20 * 4200 \text{ kgf/cm}^2 * (2.54 \text{ cm})}{4200 \text{ kgf/cm}^2} = 50.8 \text{ cm}$$

$$\text{Sabido que } h_{b X} = 55 \text{ cm} \quad h_{b X} > h_{b \text{ mín}} \therefore (\text{Cumple})$$

Dirección Y

$$h_{b \text{ mín}} = \frac{20 * 4200 \text{ kgf/cm}^2 * (2.54 \text{ cm})}{4200 \text{ kgf/cm}^2} = 50.8 \text{ cm}$$

Sabiendo que  $h_{bY} = 65 \text{ cm}$        $h_{bY} > h_{b \text{ mín}} \therefore (\text{Cumple})$

b) Si el refuerzo de la viga pasa a través del nodo debe cumplirse:

$$h_{col} \geq \frac{20(f_y * d_{b \text{ viga}})}{4200}$$

Ya que el refuerzo de la viga no pasa a través del nodo la verificación de la profundidad de la columna no se realiza.

c) La anchura de las vigas no debe exceder el valor máximo dado por:

Dirección X

$$b_{b \text{ Máx}} = \text{Mín} \begin{cases} 3b_c = 3(65 \text{ cm}) = 195 \text{ cm} \\ b_c + 1.5h_c = 65 \text{ cm} + 1.5(75 \text{ cm}) = 177.5 \text{ cm (ok)} \end{cases}$$

$$b_{bx} = 55 \text{ cm} \therefore b_{bx} < b_{b \text{ Máx}}$$

Dirección Y

$$b_{b \text{ Máx}} = \text{Mín} \begin{cases} 3b_c = 3(75 \text{ cm}) = 180 \text{ cm} \\ b_c + 1.5h_c = 75 \text{ cm} + 1.5(65 \text{ cm}) = 172.5 \text{ cm (ok)} \end{cases}$$

$$b_{by} = 65\text{cm} \therefore b_{by} < b_{b \text{ M}\acute{a}\text{x}}$$

Paso 4. Verificar el refuerzo longitudinal de la columna:

- a) El área de acero longitudinal de la columna ( $A_{st}$ ) esté entre  $0.01 A_g$  y  $0.06 A_g$

$$A_{st} = \frac{18(\pi)(2.54 \text{ cm})^2}{4} = 91.21\text{cm}^2$$

$$A_g = (75\text{cm})(65\text{cm}) = 4875\text{cm}^2$$

$$0.01A_g \leq A_{st} \leq 0.06A_g$$

$$48.75 \leq 91.21 \leq 292.5(\text{cm}^2) \therefore (\text{Cumple})$$

- b) Calcular la separación centro a centro máxima entre las barras de la columna ( $s_{m\acute{a}\text{x.}}$ ) y compararla con la separación entre las barras colocadas ( $s$ ).

Dirección X

$$s_{m\acute{a}\text{x}} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 30 \text{ cm} \\ \text{M}\acute{a}\text{x} \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ \frac{1}{3}(75\text{cm}) = 25\text{cm}(\text{ok}) \end{array} \right. \end{array} \right.$$

La separación centro a centro de las barras es:

$$S_x = \frac{75\text{cm} - 2(6\text{cm})}{6 - 1} \approx 12.6 < 25\text{cm} \therefore (\text{Cumple})$$

Dirección Y

$$s_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 30 \text{ cm} \\ \text{M}\acute{\text{a}}\text{x} \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ \frac{1}{3}(65\text{cm}) = 21.66\text{cm}(\text{ok}) \end{array} \right. \end{array} \right.$$

La separación centro a centro de las barras es:

$$S_x = \frac{65\text{cm} - 2(6\text{cm})}{5 - 1} \approx 13.25 < 21.66\text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

Paso 5. Verificar el confinamiento del nodo.

Dirección X

$$\text{a) } b_b \geq \frac{3}{4} b_c$$

$$\frac{3}{4}(65\text{cm}) = 48.75\text{cm}$$

$$b_{bx} = 55\text{cm} > 48.75\text{cm} \therefore (\text{Cumple})$$

b) La distancia que sobresale la columna de la viga debe ser  $\leq 10$  cm.

$$\text{Distancia sobresaliente} = \frac{65 - 55}{2} = 5\text{cm} < 10\text{cm} \therefore (\text{Cumple})$$

Al cumplirse las dos condiciones anteriores, la cara a la que llega la viga en X está confinada.

Dirección Y

$$a) \quad b_b \geq \frac{3}{4} b_c$$

$$\frac{3}{4}(75cm) = 56.25cm$$

$$b_{by} = 65cm > 56.25cm \therefore (Cumple)$$

b) La distancia que sobresale la columna de la viga debe ser  $\leq 10$  cm.

$$Distancia\ sobresaliente = \frac{75 - 65}{2} = 5cm < 10cm \therefore (Cumple)$$

Al cumplirse las dos condiciones anteriores, la cara a la que llega la viga en Y está confinada.

Paso 6. Verificar el refuerzo transversal de la columna en el nodo.

a) Realizar un arreglo inicial del refuerzo transversal. (Figura A.3).

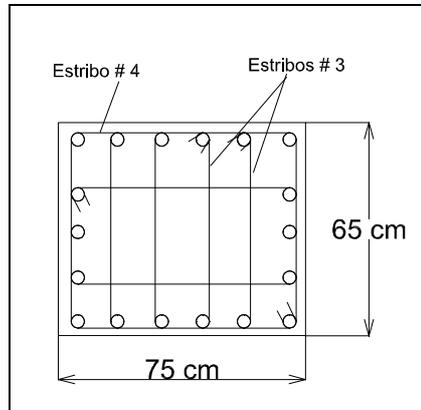


Figura B.3 Distribución de estribos asumida.

- b) Calcular el área de acero colocado en el punto anterior ( $A_{sh_{col}}$ ) para ambas direcciones (X, Y)

Dirección X

$$A_{sh_{col X}} = \frac{\# \text{ de ramas } (\pi)(d_{estr})^2}{4} = \frac{2(\pi) \left(\frac{3}{8} * 2.54\right)^2}{4} + \frac{2(\pi) \left(\frac{1}{2} * 2.54\right)^2}{4} = 3.96 \text{ cm}^2$$

Dirección Y

$$A_{sh_{col Y}} = \frac{\# \text{ de ramas } (\pi)(d_{estr})^2}{4} = \frac{4(\pi) \left(\frac{3}{8} * 2.54\right)^2}{4} + \frac{2(\pi) \left(\frac{1}{2} * 2.54\right)^2}{4} = 5.38 \text{ cm}^2$$

- c) Calcular la separación máxima centro a centro entre ligaduras:

$$Sh_{M\acute{a}x} \leq \text{Min} \begin{cases} \frac{\text{Min. dim. col}}{4} = \frac{65\text{cm}}{4} = 16.25\text{cm} \\ 6d_{b\text{ col}} = 6(2.54\text{cm}) = 15.24\text{cm} \\ 15\text{cm (ok)} \end{cases}$$

Se toma un  $Sh_{M\acute{a}x} = 15\text{cm}$

- d) Calcular el acero requerido  $Ash_{req}$  en ambas direcciones (X, Y)

Dirección X

1. Obtener el  $Ash_{req}$  mediante la fórmula:

$$Ash_{req} = \text{M\acute{a}x} \begin{cases} 0.3 \frac{s_h b_c " f'_c}{f_{yh}} \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 0.3 \frac{(15)[65 - (2 * 4)](250)}{4200} \left( \frac{4875}{3819} - 1 \right) = 4.22\text{cm}^2 \\ 0.09 \frac{s_h b_c " f'_c}{f_{yh}} = 0.09 \frac{(15) [65 - (2 * 4)](250)}{4200} = 4.58\text{cm}^2 \end{cases}$$

Se toma  $Ash_{req} = 4.58\text{cm}^2$

$$A_g = (65\text{cm})(75\text{cm}) = 4875\text{cm}^2$$

$$A_c = [75 - (2 * 4)] [65 - (2 * 4)] = 3819\text{cm}^2$$

2. Debido a que solo hay 2 caras confinadas, no se realiza da reducción del  $Ash_{req}$

3. Comparar el  $A_{S_{req}}$  con  $Ash_{col}$

$$Ash_{req} \leq Ash_{col}$$

$$4.58\text{cm}^2 \leq 3.96\text{cm}^2 \therefore \text{No Cumple}$$

Se disminuye el espaciado a  $Sh = 12\text{cm}$ ,  $Ash_{\text{req}} = 3.66\text{cm}^2$

$$3.66\text{cm}^2 \leq 3.96\text{cm}^2 \therefore \text{Cumple}$$

Dirección Y

Se usa el mismo espaciado  $Sh = 12\text{cm}$  obtenido en la Dirección X

1. Obtener el  $Ash_{\text{req}}$  mediante la fórmula:

$$Ash_{\text{req}} = \text{Máx} \begin{cases} 0.3 \frac{s_h b_c f'_c}{f_{yh}} \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 0.3 \frac{(12)[75 - (2 * 4)](250)}{4200} \left( \frac{4875}{3819} - 1 \right) = 3.97\text{cm}^2 \\ 0.09 \frac{s_h b_c f'_c}{f_{yh}} = 0.09 \frac{(12) [75 - (2 * 4)](250)}{4200} = 4.31\text{cm}^2 \end{cases}$$

Se toma  $Ash_{\text{req}} = 4.31\text{cm}^2$

2. Debido a que solo hay 2 caras confinadas, no se realiza da reducción del  $Ash_{\text{req}}$

3. Se compara el  $A_{\text{req}}$  con  $Ash_{\text{col}}$

$$Ash_{\text{req}} \leq Ash_{\text{col}}$$

$$4.31\text{cm}^2 \leq 5.38\text{cm}^2 \therefore \text{Cumple}$$

Paso 7. Verificar el refuerzo transversal de la columna en la zona confinada.

El refuerzo necesario por confinamiento es idéntico al del paso 6. Y debe extenderse en una longitud igual a:

$$\ell_o = \text{Máx} \begin{cases} \text{Mayor dim. de la columna} = 75\text{cm} (\text{ok}) \\ \frac{1}{6} \ell_u = \frac{1}{6} (350\text{cm}) = 58.33\text{cm} \\ 45\text{cm} \end{cases}$$

Paso 8. Cálculo de la anchura efectiva de la losa ( $b_e$ )

Si hay losa en un solo lado.

Dirección X

Para flexión positiva

$$b_{e_x} = \text{Mín} \begin{cases} b_{b_x} + 6 * e_{losa} = 55 + 6 (15) = 145\text{cm} \\ b_{b_x} + \frac{1}{2} \text{dist. libre. a la próx. viga} = 55 + \frac{1}{2} (600 - 55) = 327.5\text{cm} \\ b_{b_x} + \frac{1}{12} \text{de la luz de la viga} = 55 + \frac{600}{12} = 105\text{cm} (\text{ok}) \end{cases}$$

Para flexión negativa. (figura B.4).

Idéntico a la flexión positiva pero además  $b_e \geq 2b_{b_x}$

$$b_e \geq 2(55\text{cm}) = 110\text{cm}$$

$$105\text{cm} \geq 110\text{cm} \therefore b_e = 110\text{cm}$$

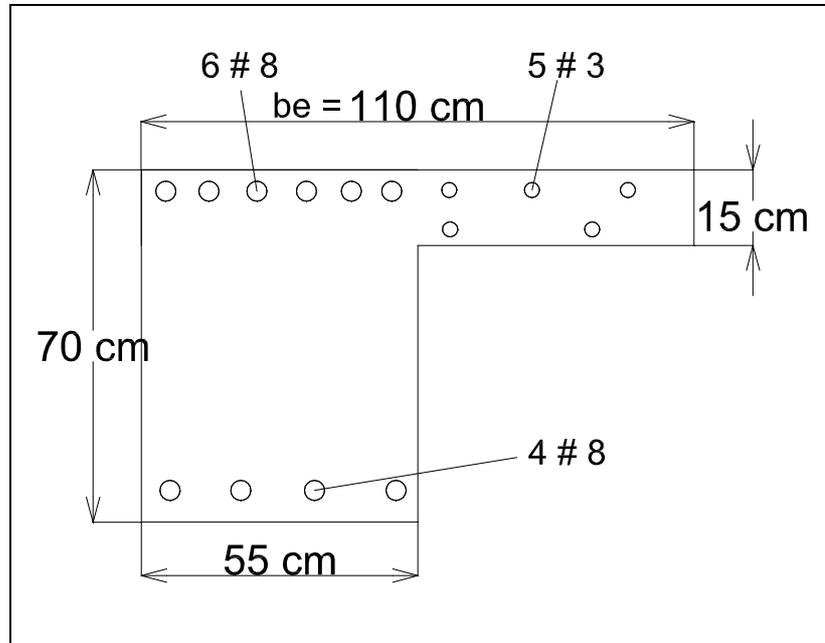


Figura B.4 Anchura efectiva de losa para flexión negativa en dirección de la viga X.

Dirección Y

Para flexión positiva

$$b_{eY} = \text{Mín} \begin{cases} b_{by} + 6 * e_{losa} = 65 + 6 (15) = 155cm \\ b_{by} + \frac{1}{2} \text{ dist. libre. a la próx. viga} = 65 + \frac{1}{2} (600 - 65) = 332.5cm \\ b_{by} + \frac{1}{12} \text{ de la luz de la viga} = 65 + \frac{600}{12} = 115 cm (ok) \end{cases}$$

Para flexión negativa. (Figura B.5)

Idéntico a la flexión positiva pero además  $b_e \geq 2b_{by}$

$$b_e \geq 2(65cm) = 130cm$$

$$115\text{cm} \geq 130\text{cm} \therefore b_{eY} = 130\text{cm}$$

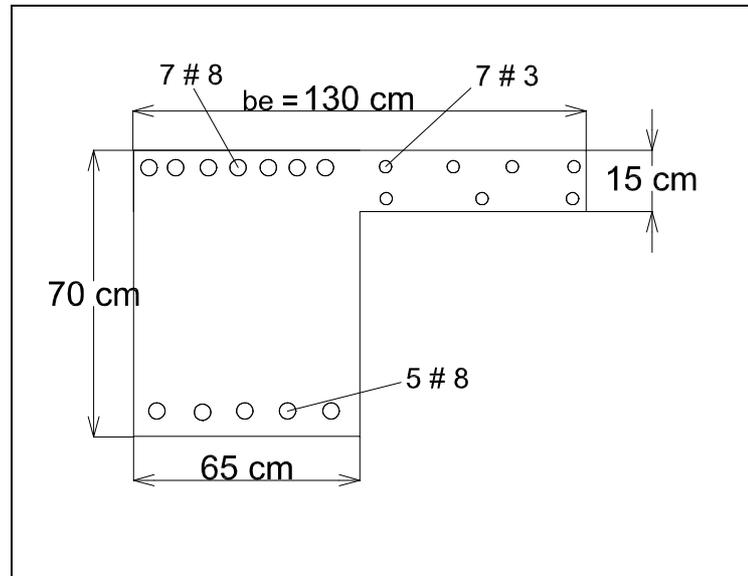


Figura B.5 Anchura efectiva de losa para flexión negativa en dirección de la viga Y.

El Paso 9 no se realiza ya que la conexión no es de viga plana.

Paso 10 .Calcular los momentos máximos probables de las vigas en ambas direcciones (X, Y)

Dirección X

Momento Negativo.(figura B.6).

$$A_s = \frac{6 * \pi * \left(\frac{8}{8} 2.54\right)^2}{4} = 30.40\text{cm}^2$$

$$A_s = \frac{5 * \pi * \left(\frac{3}{8} * 2.54\right)^2}{4} = 3.56 \text{ cm}^2 a$$

$$= \frac{(30.40 + 3.56) \text{ cm}^2 * 1.25 * 4200 \text{ kgf/cm}^2}{0.85 * 250 \text{ kgf/cm}^2 * 55 \text{ cm}} = 15.25 \text{ cm}$$

$$M_{pr1} = 33.96 * 1.25 * 4200 \left[ (70 - 6) - \frac{15.25}{2} \right]$$

$$M_{pr1} = 10052014.3 \text{ kgf.cm} \approx 100520.14 \text{ kgf.m}$$

Dirección Y

Momento Negativo.(figura B.6).

$$A_s = \frac{7 * \pi * \left(\frac{8}{8} * 2.54\right)^2}{4} = 35.46 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{7 * \pi * \left(\frac{3}{8} * 2.54\right)^2}{4} = 4.99 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{(35.46 + 4.99) \text{ cm}^2 * 1.25 * 4200 \text{ kgf/cm}^2}{0.85 * 250 \text{ kgf/cm}^2 * 65 \text{ cm}} = 15.37 \text{ cm}$$

$$M_{pr1} = 40.45 * 1.25 * 4200 \left[ (70 - 6) - \frac{15.37}{2} \right]$$

$$M_{pr1} = 11960594.81 \text{ kgf.cm} \approx 119605.95 \text{ kgf.m}$$

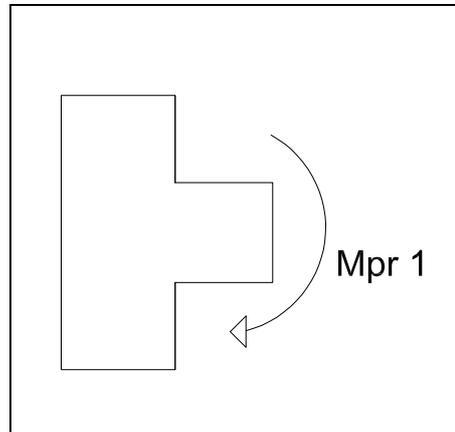


Figura B.6 Momentos probables.

Paso 11. Calcular los cortes de la columna,  $V_{col}$ , en ambas direcciones (X,Y).  
(figura B.7).

Dirección X

$$V_{col X} = \frac{M_{prb}}{\ell_u} = \frac{100520.14 \text{ kgf} \cdot \text{m}}{3.50\text{m}} = 28720.04 \text{ kgf}$$

Dirección Y

$$V_{col Y} = \frac{M_{prb}}{\ell_u} = \frac{119605.95 \text{ kgf} \cdot \text{m}}{3.50\text{m}} = 34173.13 \text{ kgf}$$

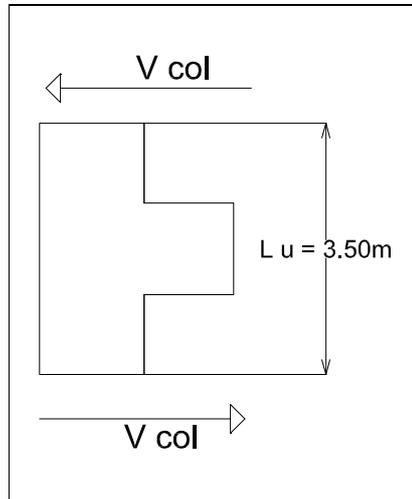


Figura B.7 Corte de la columna

Paso 12 .Calcular el corte último del nodo,  $V_u$ , en ambas direcciones (X,Y)

Despreciando el refuerzo a compresión tenemos:

$$V_u = T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} - V_{col}$$

Dirección X

$$V_{uX} = T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} - V_{colX}$$

Donde:

$$T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} = \alpha f_y (A_{s1} + A_{s,s1} + A_{s,s2}) = 1.25 * 4200 * (30.40 + 3.56) = 178290 \text{ kgf}$$

$$V_{uX} = 178290 \text{ kg} - 28720.04 \text{ kg} = 149569.96 \text{ kgf}$$

$$V_{uX} = 149569.96 \text{ kgf}$$

Dirección Y

$$V_{uY} = T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} - V_{colY}$$

Donde:

$$T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} = \alpha f_y (A_{s1} + A_{s,s1} + A_{s,s2})$$

$$T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} = 1.25 * 4200 * (35.46 + 4.99) = 212362.5 \text{ kgf}$$

$$V_u = 212362.5 \text{ kg} - 34173.13 \text{ kg} = 178189.37 \text{ kgf}$$

$$V_{uY} = 178189.37 \text{ kgf}$$

Paso 13. Calcular el corte teórico del nodo en cada dirección.

- a) Seleccionar el valor de  $\gamma$ .

De la tabla 4.2, para un nodo A.3, el valor de  $\gamma$  es igual a 3.2

- b) Determinar “m”

La excentricidad de la viga,  $e_x = 0$  cm, es obviamente, menor a  $\frac{b_c}{8} \left( \frac{50}{8} \right)$ ; por lo tanto  $m = 0.5$

- c) Determinar la anchura efectiva del nodo,  $b_j$ .

Dirección X

$$\frac{m h_c}{2} = \frac{0.5 * 75}{2} = 18.75cm \leq \text{Distancia sobresaliente de la columna}(5cm)$$

Por lo tanto se tomará  $\frac{m h_c}{2} = 5cm$

$$b_{jx} = \text{Min} \begin{cases} b_{bx} + \sum \frac{m h_c}{2} = 55 + (2 * 5) = 65cm \\ \frac{b_{bx} + b_c}{2} = \frac{55 + 65}{2} = 60cm \text{ (ok)} \\ bc = 65cm \end{cases}$$

Dirección Y

$$\frac{m h_c}{2} = \frac{0.5 * 65}{2} = 16.25cm \leq \text{Distancia sobresaliente de la columna}(5cm)$$

Por lo tanto se tomará  $\frac{m h_c}{2} = 5cm$

$$b_{jy} = \text{Min} \begin{cases} b_{by} + \sum \frac{m h_c}{2} = 65 + (2 * 5) = 75cm \\ \frac{b_{by} + b_c}{2} = \frac{65 + 75}{2} = 70cm \text{ (ok)} \\ bc = 75cm \end{cases}$$

d) Sustituyo los valores obtenidos anteriormente en la ecuación del corte teórico:

$$V_n = \gamma \sqrt{f'_c} b_j h_c$$

Dirección X

$$V_{nX} = 3.2\sqrt{250} * 60 * 75 = 227683.99 \text{ kgf}$$

Dirección Y

$$V_{nY} = 3.2\sqrt{250} * 70 * 65 = 230213.81 \text{ kgf}$$

Paso 14. Verificar :  $\phi V_n \geq V_u$  , donde  $\phi = 0.85$

Dirección X

$$\phi V_{nX} = 0.85 * 227683.99 = 193531.39 \text{ kgf}$$

$$V_{uX} = 149569.96 \text{ kgf}$$

$$\phi V_{nX} \geq V_{uX} \therefore \text{Cumple}$$

Dirección Y

$$\phi V_{nY} = 0.85 * 230213.81 = 195681.74 \text{ kgf}$$

$$V_{uY} = 178189.37 \text{ kgf}$$

$$\phi V_{nY} \geq V_{uY} \therefore \text{Cumple}$$

Paso 15. Calcular la relación  $\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}}$

a) Se calculan nuevamente los momentos máximos probables de las vigas usando el paso 10. Para este cálculo se adoptara un valor de  $\phi = 1.00$  y  $\alpha = 1.00$

$$M_{pr1} = 100520.14 \text{ kgf.m} / 1.25 = 80416.11 \text{ kgf.m}$$

$$M_{pr2} = 119605.95 \text{ kgf.m} / 1.25 = 95684.76 \text{ kgf.m}$$

b) Verificar:

$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}} \geq 1.20$$

Si hay una viga en la dirección analizada.(figura B.8).

$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}} = \frac{2(120000)}{80416.11} = 2.98 > 1.20 \therefore \text{Cumple}$$

$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}} = \frac{2(105000)}{95684.76} = 2.19 > 1.20 \therefore \text{Cumple}$$

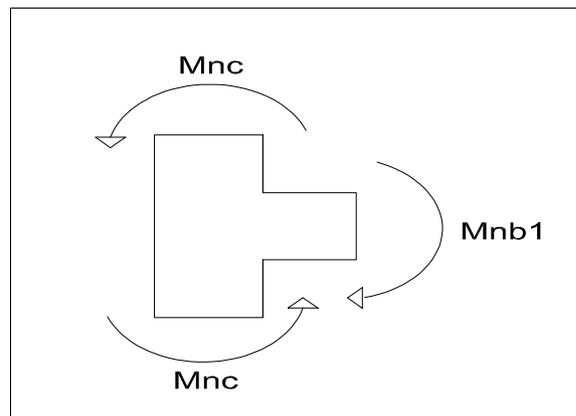


Figura B.8 Relación entre los momentos de las columnas y las vigas

Paso 16. Verificar el refuerzo transversal de la viga.

En ambas direcciones X,Y

La separación máxima de estribos será:

$$s = \text{Min} \begin{cases} \frac{d}{4} = \frac{(70 - 6)}{4} = 16\text{cm (ok)} \\ 8 d_b \text{ viga} = 8 (2.54) = 20.32\text{cm} \\ 24 d_{\text{estribo}} = 24 \left( \frac{3}{8} * 2.54 \right) = 22.86\text{cm} \\ 30\text{cm} \end{cases}$$

El refuerzo debe extenderse una distancia  $2h_b = 2(70\text{cm}) = 140\text{cm}$ , tanto en la dirección X como en la dirección Y.

Paso 17. Verificar la longitud de anclaje  $l_{dh}$  (solo para barras de vigas que se anclan al nodo):

a) Obtener el valor de  $l_{dh}$

En ambas direcciones X,Y

$$l_{dh} = \frac{0.0493 \alpha f_y d_b}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.0493(1.25)(4200) \left( \frac{8}{8} * 2.54 \right)}{\sqrt{250}} = 41.58\text{cm}$$

$$\text{Sabiendo que, } l_{dh} \geq \text{Min} \begin{cases} 8d_b \text{ viga} = 8 \left( \frac{8}{8} \right) * 2.54 = 20.32\text{cm} \\ 15\text{cm} \end{cases}$$

Se toma  $l_{dh} = 41.58\text{cm}$

- b) Verificar el espaciado del refuerzo transversal del nodo

En ambas direcciones (X,Y).

Si  $s \leq 3d_b$  , Se utiliza  $0.8 l_{ah}$

$$12cm \leq 3d_b = \left(3 * \frac{8}{8} * 2.54\right) = 7.62cm \therefore (No\ cumple)$$

- c) Determinar el espacio disponible en la columna en ambos sentidos (X, Y).

Dirección X

$$\text{Espacio disponible} = b_c - 2Rc - d_{estribo}$$

$$\text{Espacio disponible} = 75cm - 2(4cm) - 3/8 * 2.54 = 66.05cm$$

Dirección Y

$$\text{Espacio disponible} = b_c - 2Rc - d_{estribo}$$

$$\text{Espacio disponible} = 65cm - 2(4cm) - 3/8 * 2.54 = 56.04cm$$

- d) Comparar el Espacio disponible con  $l_{ah}$

Dirección X

Si  $l_{ah} \leq \text{Espacio Disponible X}$ , cumple.

$$l_{dh} = 41.58\text{cm} \leq 66.05\text{cm} \therefore (\text{Cumple})$$

Dirección Y

Si  $l_{dh} \leq$  Espacio Disponible Y, cumple.

$$l_{dh} = 41.58\text{cm} \leq 56.04\text{cm} \therefore (\text{Cumple})$$

**B.2 Diseñar la conexión viga-columna que se muestra en la figura B.1 según la norma 1753-2006.**

Datos iniciales: Ídem ACI 352R-02

Paso 1. Verificar que se cumpla:

a) Usando concreto con agregados de tipo normal

$$f'c \geq 210 \text{ kgf/cm}^2$$

Ya que  $f'c = 250 \text{ kgf/cm}^2 \geq 210 \text{ kgf/cm}^2 \therefore (\text{Cumple})$

b) No aplica

c)  $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

Paso 2. Identificar el tipo de conexión objeto de estudio.

La conexión es de esquina Tipo C. (Figura 4.1).

Paso 3. Verificar las dimensiones de los miembros que confluyen al nodo.

a) Para vigas:

$$1. \quad L_n \geq 4h$$

$$6m \geq 4(0.70m) = 2.8m \therefore (\text{Cumple})$$

$$2. \quad \frac{b_w}{h} \geq 0.30$$

$$\text{Dirección X: } \frac{b_{wx}}{h_{bx}} = \frac{55}{70} = 0.786 > 0.30 \therefore (\text{Cumple})$$

$$\text{Dirección Y: } \frac{b_{wy}}{h_{by}} = \frac{65}{70} = 0.928 > 0.30 \therefore (\text{Cumple})$$

$$3. \quad b_w \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Dirección X: } b_{wx}(55\text{cm}) > 25\text{cm} \therefore (\text{Cumple})$$

$$\text{Dirección Y: } b_{wy}(65\text{cm}) > 25\text{cm} \therefore (\text{Cumple})$$

$$4. \quad b_{wx} < b_c + a_1 + a_2$$

$$\text{Dirección X: } b_{wx}(55\text{cm}) < b_c + a_1 + a_2(170\text{cm}) \therefore (\text{Cumple})$$

$$\text{Dirección Y: } b_{wy}(65\text{cm}) < b_c + a_1 + a_2(180\text{cm}) \therefore (\text{Cumple})$$

$$5. \quad h \geq 15d_{b \text{ col}}$$

$$h \geq 15 \left( \frac{8}{8} * 2.54cm \right) = 38.10cm$$

$$h_{viga\ x} = h_{viga\ y} = 70cm \geq 38.10cm \therefore (Cumple)$$

b) Para columnas:

1. La menor dimensión de la columna  $\geq 30cm$

La menor dimensión de la columna es  $65cm \geq 30\ cm \therefore (Cumple)$

2.  $\frac{b}{h} \geq 0.40$

$$\frac{65}{75} = 0.86 > 0.40 \therefore (Cumple)$$

4. La dimensión mínima de la columna ( $h$ ) no será menor que:

$$h = \frac{0.08f_y d_{bviga}(\text{mayor diámetro})}{\sqrt{f'_c}}$$

$$h = \frac{0.08 * 4200 * 2.54}{\sqrt{250}} = 53.97cm$$

$$h_{col\ x} = 75cm \geq 53.97cm \therefore Cumple$$

$$h_{col\ y} = 65cm \geq 53.97cm \therefore Cumple$$

Paso 4. Verificar el refuerzo longitudinal de la columna.

- b) La cuantía geométrica ( $\rho$ ) está entre 0.01 y 0.06 ( $\rho = \frac{A_s}{A_g}$ )

$$0.01 \leq \rho \leq 0.06$$

$$A_s = \frac{18 * \pi * (2.54)^2}{4} = A_s = 91.20 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{91.20}{(75)(65)} = 0.018, \quad 0.01 \leq 0.018 \leq 0.06 \text{ (ok)}$$

Paso 5. Verificar el confinamiento del nodo:

Dirección X

a)  $b_b \geq \frac{3}{4} b_c$

$$\frac{3}{4} (65 \text{ cm}) = 48.75 \text{ cm}$$

$$b_{bx} = 55 \text{ cm} > 48.75 \text{ cm} \therefore \text{(Cumple)}$$

Al cumplirse la condición anterior, la cara a la que llega la viga en X está confinada.

Dirección Y

a)  $b_b \geq \frac{3}{4} b_c$

$$\frac{3}{4} (75 \text{ cm}) = 56.25 \text{ cm}$$

$$b_{by} = 65\text{cm} > 56.25\text{cm} \therefore (\text{Cumple})$$

Al cumplirse la condición anterior, la cara a la que llega la viga en Y está confinada.

Paso 6. Verificar el refuerzo transversal de la columna en el nodo.

- a) Realizar un arreglo inicial del refuerzo transversal

Ídem procedimiento ACI 352R – 02

- b) Calcular el área de acero colocado en el punto anterior ( $A_{sh_{col}}$ ) para ambas direcciones (X, Y)

Ídem procedimiento ACI 352R – 02

- c) Calcular la separación máxima centro a centro entre ligaduras:

Ídem procedimiento ACI 352R – 02

- d) Calcular el acero requerido  $A_{sh_{req}}$  en ambas direcciones (X, Y)

Ídem procedimiento ACI 352R – 02

Paso 7. Verificar el refuerzo transversal de la columna en la zona confinada.

Ídem procedimiento ACI 352R – 02

Paso 8. Calcular los momentos máximos probables de las vigas.

Dirección X

Momento Negativo.(figura B.6).

$$A_s = \frac{6 * \pi * (2.54)^2}{4} = 30.40 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{(30.40 \text{ cm}^2) * (1.25) * 4200 \text{ kgf/cm}^2}{0.85 * 250 \text{ kgf/cm}^2 * 55 \text{ cm}} = 13.66 \text{ cm}$$

$$M_{pr1} = 30.40 * 1.25 * 4200 \left[ (70 - 6) - \frac{13.66}{2} \right]$$

$$M_{pr1} = 91252.52 \text{ kgf.m}$$

Dirección Y

Momento Negativo.(figura B.6).

$$A_s = \frac{7 * \pi * (2.54)^2}{4} = 35.46 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{(35.46) \text{ cm}^2 * (1.25) * 4200 \text{ kgf/cm}^2}{0.85 * 250 \text{ kgf/cm}^2 * 65 \text{ cm}} = 13.47 \text{ cm}$$

$$M_{pr1} = 35.46 * 1.25 * 4200 \left[ (70 - 6) - \frac{13.47}{2} \right]$$

$$M_{pr1} = 106624.20 \text{ kgf.m}$$

Paso 9. Calcular los cortes de la columna,  $V_{col}$ , en ambas direcciones (X,Y).  
(figura B.7).

Dirección X

$$V_{col X} = \frac{M_{prb}}{\ell_u} = \frac{91252.52 \text{ kgf} \cdot \text{m}}{3.50\text{m}} = 26072.15\text{kgf}$$

Dirección Y

$$V_{col Y} = \frac{M_{prb}}{\ell_u} = \frac{106624.20 \text{ kgf} \cdot \text{m}}{3.50\text{m}} = 30464.06\text{kgf}$$

Paso 10. Calcular el corte último del nodo,  $V_u$ , en ambas direcciones (X,Y)

Despreciando el refuerzo a compresión tenemos:

$$V_u = T_{b1} - V_{col X}$$

Dirección X

$$V_{u X} = T_{b1} - V_{col X}$$

Donde:

$$T_{b1} = \alpha f_y (A_{s1}) = 1.25 * 4200 * (30.40) = 159600 \text{ kg}$$

$$V_{u X} = 159600\text{kg} - 26072.15\text{kg} = 133527.85\text{kg}$$

$$V_{u X} = 133527.85\text{kg}$$

Dirección Y

$$V_{uY} = T_{b1} - V_{colY}$$

Donde:

$$T_{b1} = \alpha f_y (A_{s1}) = 1.25 * 4200 * (35.46) = 186165 \text{ kg}$$

$$V_u = 186165 \text{ kg} - 30464.06 \text{ kg} = 155700.94 \text{ kg}$$

$$V_{uY} = 155700.94 \text{ kg}$$

Paso 11. Calcular el corte teórico del nodo en cada dirección:

a) Seleccionar el valor de  $\gamma$

De la tabla 4.3 se obtiene un valor de  $\gamma$  igual a 3.2

b) Determinar la anchura efectiva del nodo,  $b_j$ .

$$b_j = \text{Mín} \begin{cases} b_w + h_j \\ b_w + 2x \end{cases}$$

Dirección X:

$$b_{jx} = \text{Mín} \begin{cases} b_w + 2x = 45 + 2(5) = 65 \text{ cm (ok)} \\ b_w + h_j = 55 + 75 = 130 \text{ cm} \end{cases}$$

Dirección Y:

$$b_{jy} = \text{Mín} \begin{cases} b_w + 2x = 65 + 2 \cdot (5) = 75 \text{ cm (ok)} \\ b_w + h_j = 65 + 65 = 130 \text{ cm} \end{cases}$$

c) Calcular el área efectiva del nodo  $A_j = b_j h_j$

$$A_{jx} = (65)(75) = 4875 \text{ cm}^2 . \quad A_{jy} = (75)(65) = 4875 \text{ cm}^2$$

d) Sustituyo los valores obtenidos anteriormente en la ecuación del corte teórico:

$$V_c = \gamma \sqrt{f'_c} A_j$$

Dirección X

$$V_{c x} = \gamma \cdot \sqrt{f'_c} A_{j x}$$

$$V_{c x} = 3.2(\sqrt{250})(4875) = 246657.66 \text{ kgf}$$

Dirección Y

$$V_{c y} = \gamma \cdot \sqrt{f'_c} A_{j y}$$

$$V_{c y} = 3.2(\sqrt{250})(4875) = 246657.66 \text{ kgf}$$

Paso 12. Verificar :  $\phi V_n \geq V_u$  , donde  $\phi = 0.85$

Dirección X

$$\phi V_{cX} = 0.85 * 246657.66 = 209659.01 \text{kgf}$$

$$V_{uX} = 133527.85 \text{kgf}$$

$$\phi V_{nX} \geq V_{uX} \therefore \text{Cumple}$$

Dirección Y

$$\phi V_{cY} = 0.85 * 246657.66 \text{kg} = 209659.01 \text{kgf}$$

$$V_{uY} = 155700.94 \text{kgf}$$

$$\phi V_{nY} \geq V_{uY} \therefore \text{Cumple}$$

Paso 13. Calcular la relación  $\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}}$

Ídem procedimiento ACI 352R – 02

Paso 14. Verificar el refuerzo transversal de la viga.

Ídem procedimiento ACI 352R – 02

Paso 15. Verificar la longitud de anclaje  $l_{ah}$  (solo para barras de vigas que se anclan al nodo):

- a) Obtener el valor de  $l_{dh}$

En ambas direcciones (X,Y).

$$l_{dh} = \frac{\alpha f_y d_b}{17.2 \sqrt{f'_c}} = \frac{(1.25)(4200) \left(\frac{8}{8} * 2.54\right)}{17.2 \sqrt{250}} = 49.03 \text{ cm}$$

$$\text{Sabido que, } l_{dh} \geq \text{Min} \begin{cases} 8d_b \text{ viga} = 8 \left(\frac{8}{8}\right) * 2.54 = 20.32 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Se toma  $l_{dh} = 49.03 \text{ cm}$

- b) No aplica ya que se usa concreto con agregados de peso normal.
- c) Determinar el espacio disponible en la columna en ambos sentidos (X, Y)

Dirección X

$$\text{Espacio disponible} = b_c - 2Rc - d_{\text{estribo}}$$

$$\text{Espacio disponible} = 75 \text{ cm} - 2(4 \text{ cm}) - 3/8 * 2.54 = 66.05 \text{ cm}$$

Dirección Y

$$\text{Espacio disponible} = b_c - 2Rc - d_{\text{estribo}}$$

$$\text{Espacio disponible} = 65 \text{ cm} - 2(4 \text{ cm}) - 3/8 * 2.54 = 56.04 \text{ cm}$$

d) Comparar el Espacio disponible con  $l_{dh}$

Dirección X

Si  $l_{dh} \leq$  Espacio Disponible X, cumple.

$$l_{dh} = 49.03cm \leq 66.05cm \therefore \text{Cumple}$$

Dirección Y

Si  $l_{dh} \leq$  Espacio Disponible Y, cumple.

$$l_{dh} = 49.03cm \leq 56.04cm \therefore \text{Cumple}$$

## Apéndice C

### EJEMPLO N° 3 conexión exterior de columna discontinua

#### Ejemplo de Diseño 3.

**C.1 Diseñar la conexión viga-columna que se muestra en la figura C.1 según las recomendaciones ACI 352R-02**

Datos iniciales:

Materiales  $f'c = 250 \text{ kgf/cm}^2$ ;  $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

Características de la losa:  $e_{losa} = 15\text{cm}$ . Acero superior #3 C/20cm. Acero inferior #3 C/30cm.

Características de columna (figura C.2):  $M_{nc} = 110000 \text{ kgf.m}$ ,  $R_c = 4\text{cm}$ ,  $R_e = 6\text{cm}$ ;  $\ell_u = 3.50\text{m}$

Características de vigas (figura C.2):  $R_c = 4\text{cm}$ ,  $R_e = 6\text{cm}$ ,  $e_x = 0\text{cm}$ ,  $e_y = 0\text{cm}$

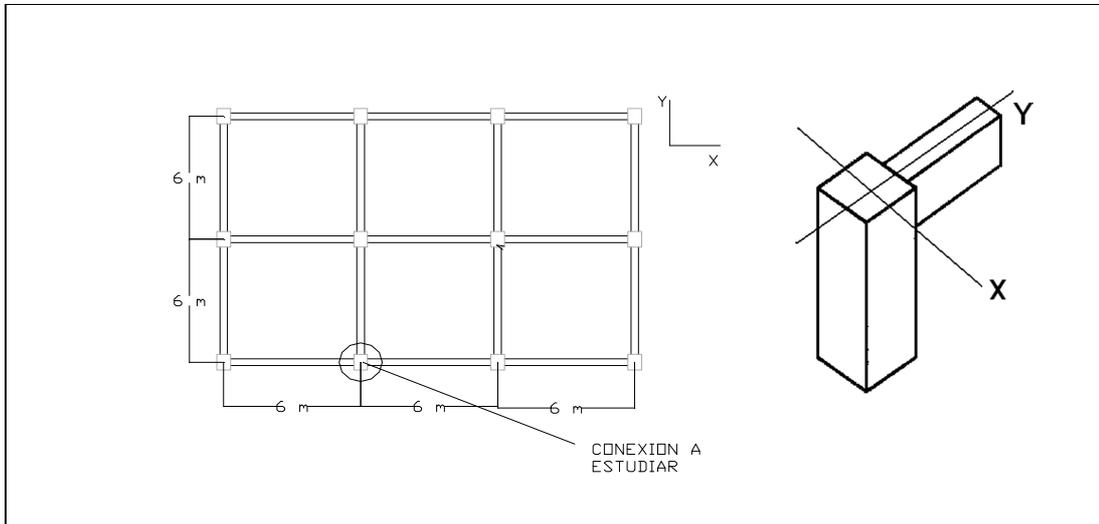


Figura C.1 Ubicación en planta del nodo y tipo de nodo.

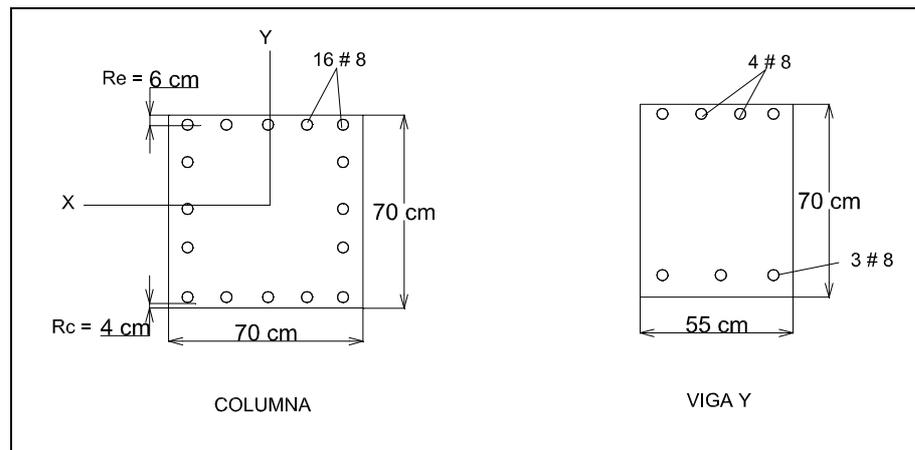


Figura C.2. Sección transversal de vigas y columnas de la conexión.

Paso 1. Verificar que se cumpla:

- a) Concreto con agregados de tipo normal

El concreto a utilizar es con agregados de tipo normal.

$$b) \quad f'c \leq 1050 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f'c = 250 \text{ kgf/cm}^2 \therefore (\text{Cumple})$$

$$c) \quad fy = 4200 \text{ kgf/cm}^2 \therefore (\text{Cumple})$$

Paso 2. Identificar el tipo de conexión objeto de estudio

La conexión es exterior con columna discontinua Tipo D. (figura 4.1).

Paso 3. Verificar las dimensiones de los miembros que confluyen al nodo:

a) Si el refuerzo de la columna pasa a través del nodo debe cumplirse:

El refuerzo de la columna no pasa a través del nodo.

b) Si el refuerzo de la viga pasa a través del nodo debe cumplirse:

El refuerzo de la viga no pasa a través del nodo.

c) La anchura de las vigas no debe exceder el valor máximo dado por:

Dirección Y

$$b_{b \text{ Máx}} = \text{Mín} \begin{cases} 3b_c = 3(70\text{cm}) = 210\text{cm} \\ b_c + 1.5h_c = 70\text{cm} + 1.5(70\text{cm}) = 175 \text{ cm (ok)} \end{cases}$$

$$b_{bY} = 55\text{cm} \therefore b_{bx} < b_{b \text{ Máx}}$$

Paso 4. Verificar el refuerzo longitudinal de la columna:

- a) El área de acero longitudinal de la columna ( $A_{st}$ ) esté entre  $0.01 A_g$  y  $0.06 A_g$

$$A_{st} = \frac{16(\pi)(2.54 \text{ cm})^2}{4} = 81.07 \text{ cm}^2$$

$$0.01A_g \leq A_{st} \leq 0.06A_g$$

$$49 \leq 81.07 \leq 294(\text{cm}^2) \therefore (\text{Cumple})$$

- b) Calcular la separación centro a centro máxima entre las barras de la columna ( $s_{m\acute{a}x.}$ ) y compararla con la separación entre las barras colocadas ( $s$ ).

$$s_{m\acute{a}x} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 30 \text{ cm} \\ \text{M\acute{a}x} \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm (ok)} \\ \frac{1}{3}(70 \text{ cm}) = 23 \text{ cm} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$S_x = S_y = \frac{70 \text{ cm} - 2(6 \text{ cm})}{5 - 1} = 14.5 \text{ cm} < 23 \text{ cm} \therefore (\text{Cumple})$$

Paso 5. Verificar el confinamiento del nodo.

- a)  $b_b \geq \frac{3}{4} b_c$

$$\frac{3}{4}(70\text{cm}) = 52.50\text{cm}$$

$$b_{bx} = 55\text{cm} > 52.50\text{cm} \therefore (\text{Cumple})$$

- b) La distancia que sobresale la columna de la viga debe ser  $\leq 10$  cm.

$$\text{Distancia sobresaliente} = \frac{70 - 55}{2} = 7.5\text{cm} < 10\text{cm} \therefore (\text{Cumple})$$

El nodo está confinado por la viga que confluye a él.

Paso 6. Verificar el refuerzo transversal de la columna en el nodo.

- a) Realizar un arreglo inicial del refuerzo transversal

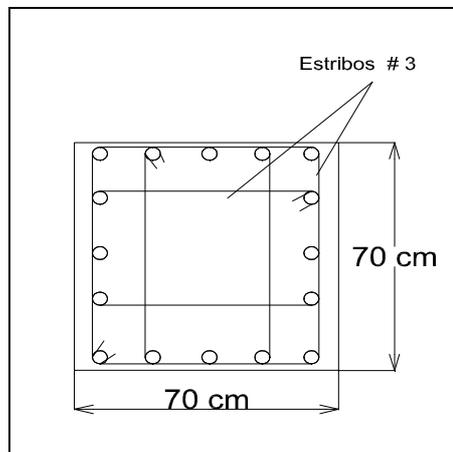


Figura C.3. Distribución de estribos asumida.

- b) Calcular el área  
de acero colocado en el punto anterior ( $A_{sh, col}$ ) para ambas direcciones (X, Y)

$$Ash_{col X} = \frac{\# \text{ de ramas } (\pi)(d_{estr})^2}{4} = \frac{4(\pi) \left(\frac{3}{8} * 2.54\right)^2}{4} = 2.85cm^2$$

- c) Calcular la separación máxima centro a centro entre ligaduras:

$$Sh_{M\acute{a}x} \leq \text{Min} \begin{cases} \frac{\text{Min. dim. col}}{4} = \frac{70cm}{4} = 17.5cm \\ 6d_{b \text{ col}} = 6(2.54cm) = 15.24cm \\ 15cm \text{ (ok)} \end{cases}$$

Se toma un  $Sh_{M\acute{a}x} = 15cm$

- d) Calcular el acero requerido  $Ash_{req}$  en ambas direcciones (X, Y)

1. Obtener el  $Ash_{req}$  mediante la fórmula:

$$Ash_{req} = \text{Máx} \begin{cases} 0.3 \frac{s_h b_c f_c}{f_{yh}} \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 0.3 \frac{(15)[70 - (2 * 4)](250)}{4200} \left( \frac{4900}{3844} - 1 \right) = 4.56cm^2 \\ 0.09 \frac{s_h b_c f_c}{f_{yh}} = 0.09 \frac{(15) [70 - (2 * 4)](250)}{4200} = 4.98cm^2 \end{cases}$$

$$A_g = (70cm)(70cm) = 4900cm^2$$

$$A_c = [70 - (2 * 4)] [70 - (2 * 4)] = 3844cm^2$$

$$Ash_{req} = 4.98cm^2$$

2. Debido a que solo hay 1 cara confinada, no se realiza da reducción del  $Ash_{req}$

3. Comparar el  $A_{s_{req}}$  con  $A_{s_{col}}$

$$A_{s_{req}} \leq A_{s_{col}}$$

$$4.98cm^2 \leq 2.85cm^2 \therefore (No\ cumple)$$

Se disminuye el espaciado a  $Sh = 10cm$ ,  $A_{s_{req}} = 3.32cm^2$

$$3.32cm^2 \leq 2.85cm^2 \therefore (No\ cumple)$$

Se disminuye el espaciado a  $Sh = 8cm$ ,  $A_{s_{req}} = 2.66cm^2$

$$2.66cm^2 \leq 2.85cm^2 \therefore (Cumple)$$

Paso 7. Verificar el refuerzo transversal de la columna en la zona confinada.

El refuerzo necesario por confinamiento es idéntico al del paso 6 y debe extenderse en una longitud igual a:

$$\ell_o = \text{Máx} \begin{cases} \text{Mayor dim. de la columna} = 70cm(ok) \\ \frac{1}{6} \ell_u = \frac{1}{6} (350cm) = 58.33cm \\ 45cm \end{cases}$$

Paso 8. Cálculo de la anchura efectiva de la losa ( $b_e$ )

- a) En conexiones exteriores sin vigas transversales. (figura C.4).

$$be = \text{Mín} \begin{cases} 2c_t + b_c = 2(70\text{cm}) + 70\text{cm} = 210\text{cm} \\ \frac{1}{12} \text{luz de la viga} + b_b = \frac{1}{12}(600\text{cm}) + 55\text{cm} = 105\text{cm(ok)} \end{cases}$$

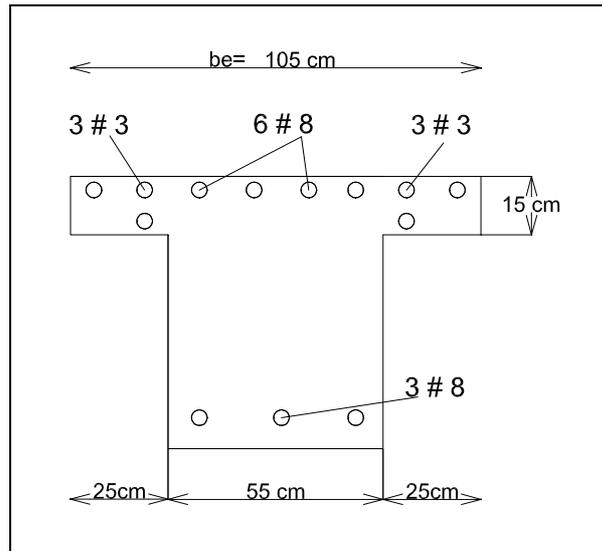


Figura C.4 Anchura efectiva de losa para flexión negativa.

Paso 9. Verificar en conexiones de viga plana las siguientes condiciones:

a) Para conexiones exteriores: Al menos  $1/3$  del refuerzo superior de la viga y de la losa que están dentro del ancho efectivo ( $b_e$ ) debe anclarse en el núcleo de la columna.

En el núcleo de la columna se ancla un poco más del 40% del acero de refuerzo superior.

Paso 10 .Calcular los momentos máximos probables de las vigas en ambas direcciones (X, Y)

$$M_{pr,b} = A_s 1.25 f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s \propto f_y}{0.85 f'c b}$$

Dirección Y

Momento Negativo. (figura C.5).

$$A_s = \frac{4 * \pi * (2.54)^2}{4} = 20.26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{6 * \pi * \left( \frac{3}{8} * 2.54 \right)^2}{4} = 4.27 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{(20.26 + 4.27) \text{ cm}^2 * 1.25 * 4200 \text{ kgf/cm}^2}{0.85 * 250 \text{ kgf/cm}^2 * 55 \text{ cm}} = 11.02 \text{ cm}$$

$$M_{pr1} = 24.53 * 1.25 * 4200 \left[ (70 - 6) - \frac{11.02}{2} \right]$$

$$M_{pr1} = 75324.88 \text{ kgf.m}$$

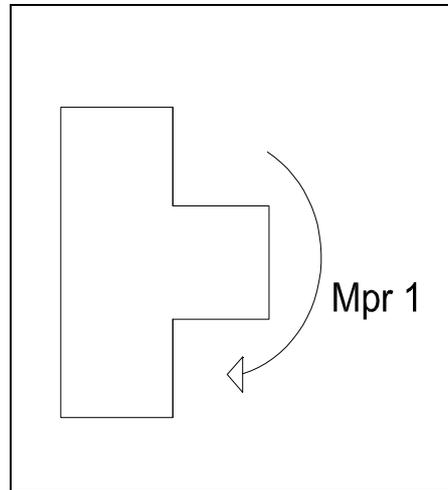


Figura C.5 Momento probable.

Paso 11. Calcular los cortes de la columna,  $V_{col}$ , en ambas direcciones (X,Y).  
(figura C.6).

$$V_{col x} = \frac{M_{pr1}}{3.50} = \frac{75324.88}{3.50} = 21521.39 \text{ kgf}$$

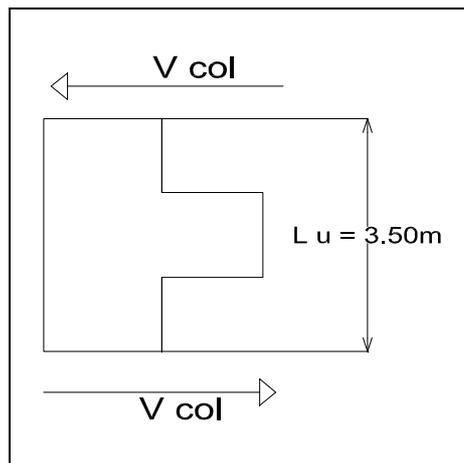


Figura C.6 Corte de la columna Paso 12 .Calcular el corte último del nodo,  $V_u$ ,  
en ambas direcciones (X,Y)

$$V_u = T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} - V_{col_x}$$

Donde:

$$T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} = \alpha f_y (A_{s1} + A_{s,s1} + A_{s,s2}) = 1.25 * 4200(20.26 + 4.27) = 128782.50kg$$

$$V_u = 128782.50kg - 21521.39 kg = 107261.11kg$$

$$V_u = 107261.11kg$$

Paso 13. Calcular el corte teórico del nodo en cada dirección.

a) Seleccionar el valor de  $\gamma$ .

De la tabla 4.2, para un nodo B.3, el valor de  $\gamma$  es igual a 2

b) Determinar “m”

La excentricidad de la viga,  $e_x = 0$  cm, es obviamente, menor a  $\frac{b_c}{8} \left(\frac{70}{8}\right)$ ; por lo tanto  $m = 0.5$

c) Determinar la anchura efectiva del nodo,  $b_j$ .

$$b_{jY} = \text{Min} \begin{cases} b_{bY} + \sum \frac{m h_c}{2} = 55 + (2 * 7.5) = 70cm \\ \frac{b_{bY} + b_c}{2} = \frac{55 + 70}{2} = 62.5cm (ok) \\ b_c = 70cm \end{cases}$$

d) Sustituyo los valores obtenidos anteriormente en la ecuación del corte teórico:  $V_n = \gamma \sqrt{f'_c} b_j h_c$

$$V_{nX} = 2\sqrt{250} * 62.5 * 70 = 138349.65kgf$$

Paso 14. Verificar :  $\phi V_n \geq V_u$  , donde  $\phi = 0.85$

Dirección Y

$$\phi V_{nY} = 0.85 * 138349.65kg = 117597.20kgf$$

$$V_{uY} = 107261.11kgf$$

$$\phi V_{nY} \geq V_{uY} \therefore \text{Cumple}$$

Paso 15. Calcular la relación  $\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}}$

a) Se calculan nuevamente los momentos máximos probables de las vigas usando el paso 10. Para este cálculo se adoptara un valor de  $\phi = 1.00$  y  $\alpha = 1.00$

$$M_{pr1} = 75324.88kgf.m / 1.25 = 60259.90kgf.m$$

b) Verificar:

$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}} \geq 1.20$$

Si hay una viga en la dirección analizada. (figura C.7)

$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}} = \frac{2(110000)}{60259.90} = 3.65 > 1.20 \therefore (\text{Cumple})$$

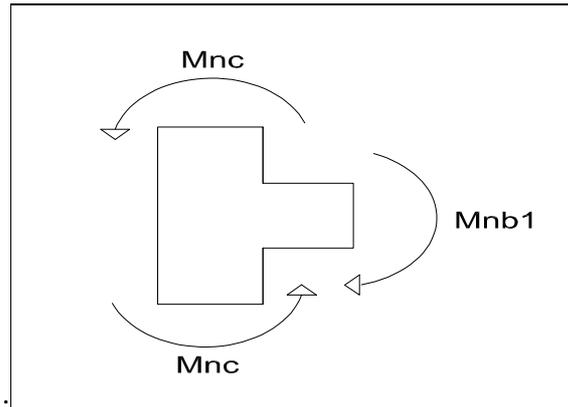


Figura C.7 Relación entre los momentos de las columnas y las vigas

Paso 16. Verificar el refuerzo transversal de la viga.

Dirección Y

La separación máxima de estribos será:

$$s = \text{Min} \begin{cases} \frac{d}{4} = \frac{(70 - 6)}{4} = 16\text{cm} \text{ (ok)} \\ 8 d_{b \text{ viga}} = 8 (2.54) = 20.32\text{cm} \\ 24 d_{\text{estribo}} = 24 \left( \frac{3}{8} * 2.54 \right) = 22.86\text{cm} \\ 30\text{cm} \end{cases}$$

El refuerzo debe extenderse una distancia  $2h_b = 2(70\text{cm}) = 140\text{cm}$ .

Paso 17. Verificar la longitud de anclaje  $l_{dh}$  (solo para barras de vigas que se anclan al nodo):

- a) Obtener el valor de  $l_{dh}$ .

$$l_{dh} = \frac{0.0493 \alpha f_y d_b}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.0493(1.25)(4200)\left(\frac{8}{8} * 2.54\right)}{\sqrt{250}} = 41.58cm$$

$$\text{Sabido que, } l_{dh} \geq \text{Mín} \begin{cases} 8d_b \text{ viga} = 8\left(\frac{8}{8}\right) * 2.54 = 20.32cm \\ 15cm \end{cases}$$

Se toma  $l_{dh} = 41.58cm$

- b) Verificar el espaciado del refuerzo transversal del nodo

Si  $s \leq 3d_b$ , Se utiliza  $0.8 l_{dh}$

$$8cm \leq 3d_b = \left(3 * \frac{8}{8} * 2.54\right) = 7.62cm \therefore (\text{No cumple})$$

- c) Determinar el espacio disponible en la columna en ambos sentidos (X, Y)

Dirección X

$$\text{Espacio disponible} = b_c - 2Rc - d_{estribo}$$

$$\text{Espacio disponible} = 70cm - 2(4cm) - 3/8 * 2.54 = 61.05cm$$

- d) Comparar el Espacio disponible con  $l_{dh}$

Dirección Y

Si  $l_{dh} \leq$  Espacio Disponible Y, cumple.

$$l_{dh} = 41.58cm \leq 61.05cm \therefore \text{Cumple}$$

Paso 18. Verificar el refuerzo vertical (sólo para nodos de columna discontinua)

Se usan estribos en forma de U invertida sin ganchos de 135° y extendidos en toda la altura del nodo.

- a) Calcular la separación máxima centro a centro entre estribos verticales:

$$Sh_{m\acute{a}x} \leq \text{Min} \begin{cases} \frac{1}{4} b_b = \frac{1}{4} (55) = 13.75cm \text{ (ok)} \\ 6d_b = 6(2.54cm) = 15.24cm \\ 15cm \end{cases}$$

Tomo un  $Sh_{m\acute{a}x} = 12cm$

- b) Calcular al área de acero colocado de estribos U,  $Ash_{col, U}$

$$Ash_{col,U} = \frac{\# \text{ de ramas } (\pi)(d_{estr})^2}{4} = \frac{4(\pi) \left(\frac{3}{8} * 2.54\right)^2}{4} = 2.85cm^2$$

- c) Calcular el área de acero requerido  $Ash_{req,U}$  de igual manera al Paso 6.  
(d) y (f)

$$Ash_{req,U} = \text{Máx} \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \frac{s_h b_c'' f_c}{f_{yh}} \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 0.3 \frac{(12)[55 - (2 * 4)](250)}{4200} \left( \frac{3850}{2914} - 1 \right) = 3.23 \text{cm}^2 \\ 0.09 \frac{s_h b_c'' f_c}{f_{yh}} = 0.09 \frac{(12)[55 - (2 * 4)](250)}{4200} = 3.02 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_g = (70 \text{cm})(55 \text{cm}) = 3850 \text{cm}^2$$

$$A_c = [70 - (2 * 4)] [55 - (2 * 4)] = 2914 \text{cm}^2$$

$$\text{Se toma un } Ash_{req} = 3.23 \text{cm}^2$$

$$Ash_{req} \leq Ash_{col}$$

$$3.23 \text{cm}^2 \leq 2.85 \text{cm}^2 \therefore (\text{No Cumple})$$

Se disminuye el espaciado a  $Sh = 10 \text{cm}$ ,  $Ash_{req} = 2.69 \text{cm}^2$

$$2.69 \text{cm}^2 \leq 2.85 \text{cm}^2 \therefore (\text{Cumple})$$

d) Obtener la longitud de desarrollo del estribo vertical:

$$l_d = \text{Máx} \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{6.6 \sqrt{f'_c}} d_b = \frac{4200 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0}{6.6 \sqrt{250}} = 40.27 \text{cm} (\text{ok}) \\ 30 \text{cm} \end{array} \right.$$

e) Verificar:

Si  $h_b > l_d$ , cumple.

$$h_b = 70\text{cm} > 40.27\text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

Las barras U son adecuadas si se extienden a lo largo de la altura del nodo.

**C.2 Diseñar la conexión viga-columna que se muestra en la figura C.1 según la norma 1753-2006.**

Datos iniciales: Ídem ACI 352R-02

Paso 1. Verificar que se cumpla:

a) Usando concreto con agregados de tipo normal

$$f'_c \geq 210 \text{ kgf/cm}^2$$

Ya que  $f'_c = 250 \text{ kgf/cm}^2 \geq 210 \text{ kgf/cm}^2 \therefore$  (Cumple)

b) No aplica

c)  $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

Paso 2. Identificar el tipo de conexión objeto de estudio.

La conexión es exterior con columna discontinua Tipo D. (figura 4.1).

Paso 3. Verificar las dimensiones de los miembros que confluyen al nodo.

a) Para vigas:

1.  $L_n \geq 4h$

$$6m \geq 4(0.70m) = 2.80m \therefore (\text{Cumple})$$

2.  $\frac{b_w}{h} \geq 0.30$

Dirección Y:  $\frac{b_{wx}}{h_{bx}} = \frac{70}{55} = 1.27 > 0.30 \therefore (\text{Cumple})$

3.  $b_w \geq 25 \text{ cm}$

Dirección Y:  $b_{wx}(55\text{cm}) > 25\text{cm} \therefore (\text{Cumple})$

4.  $b_{wx} < b_c + a_1 + a_2$

Dirección X:  $b_{wx}(55\text{cm}) < b_c + a_1 + a_2(175\text{cm}) \therefore (\text{Cumple})$

5.  $h \geq 15d_{b \text{ col}}$

$$h \geq 15 \left( \frac{8}{8} * 2.54\text{cm} \right) = 38.10\text{cm}$$

$h_{viga \ x} = h_{viga \ y} = 70\text{cm} \geq 38.10\text{cm} \therefore (\text{Cumple})$

b) Para columnas:

1. La menor dimensión de la columna  $\geq 30\text{cm}$

La menor dimensión de la columna es  $70\text{cm} \geq 30\text{cm} \therefore (\text{Cumple})$

$$2. \quad \frac{b}{h} \geq 0.40$$

$$\frac{70}{70} = 1.00 > 0.40 \therefore (\text{Cumple})$$

3. La dimensión mínima de la columna ( $h$ ) no será menor que:

$$h = \frac{0.08 f_y d_{\text{viga}} (\text{mayor diámetro})}{\sqrt{f'_c}}$$

$$h = \frac{0.08 * 4200 * 2.54}{\sqrt{250}} = 53.97 \text{ cm}$$

$$h_{\text{colx}} = 70 \text{ cm} \geq 53.97 \text{ cm} \therefore (\text{Cumple})$$

Paso 4. Verificar el refuerzo longitudinal de la columna.

a) La cuantía geométrica ( $\rho$ ) está entre 0.01 y 0.06 ( $\rho = \frac{A_s}{A_g}$ )

$$0.01 \leq \rho \leq 0.06$$

$$A_s = \frac{16 * \pi * (2.54)^2}{4} = A_s = 81.07 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{81.07}{(70)(70)} = 0.016, \quad 0.01 \leq 0.016 \leq 0.06 \text{ (ok)}$$

Paso 5. Verificar el confinamiento del nodo:

Dirección Y

a)  $b_b \geq \frac{3}{4} b_c$

$$\frac{3}{4}(70cm) = 52.50cm$$

$$b_{bx} = 55cm > 52.50cm \therefore (\text{Cumple})$$

La cara a la que llega la viga está confinada.

Paso 6. Verificar el refuerzo transversal de la columna en el nodo.

a) Realizar un arreglo inicial del refuerzo transversal

Ídem procedimiento ACI 352R – 02

b) Calcular el área de acero colocado en el punto anterior ( $A_{sh_{col}}$ ) para ambas direcciones (X, Y)

Ídem procedimiento ACI 352R – 02

c) Calcular la separación máxima centro a centro entre ligaduras:

Ídem procedimiento ACI 352R – 02

d) Calcular el acero requerido  $A_{sh_{req}}$  en ambas direcciones (X, Y)

Ídem procedimiento ACI 352R – 02

Paso 7. Verificar el refuerzo transversal de la columna en la zona confinada.

Ídem procedimiento ACI 352R – 02

Paso 8. Calcular los momentos máximos probables de las vigas.

$$M_{pr,b} = A_s 1.25 f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s \alpha f_y}{0.85 f'_c b}$$

Dirección Y

Momento Negativo (figura C.5).

$$A_s = \frac{4 * \pi * (2.54)^2}{4} = 20.26 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{20.26 \text{ cm}^2 * 1.25 * 4200 \text{ kgf/cm}^2}{0.85 * 250 \text{ kgf/cm}^2 * 55 \text{ cm}} = 9.10 \text{ cm}$$

$$M_{pr1} = 20.26 * 1.25 * 4200 \left[ (70 - 6) - \frac{9.10}{2} \right]$$

$$M_{pr1} = 63234 \text{ kgf.m}$$

Paso 9. Calcular los cortes de la columna,  $V_{col}$ , en ambas direcciones (X,Y). (figura C.6).

$$V_{col Y} = \frac{M_{pr1}}{3.50} = \frac{63234}{3.50} = 18066.86 \text{ kgf}$$

Paso 10. Calcular el corte último del nodo,  $V_u$ , en ambas direcciones (X,Y)

$$V_u = T_{b1} - V_{col X}$$

Dirección Y

$$V_{u X} = T_{b1} - V_{col X}$$

Donde:

$$T_{b1} = \alpha f_y (A_{s1}) = 1.25 * 4200 * (20.26) = 106365 \text{ kg}$$

$$V_{u X} = 106365 \text{ kg} - 18066.86 \text{ kg} = 88298.14 \text{ kg}$$

$$V_u = 88298.14 \text{ kg}$$

Paso 11. Calcular el corte teórico del nodo en cada dirección:

a) Seleccionar el valor de  $\gamma$

De la tabla 4.3 se obtiene un valor de  $\gamma$  igual a 3.2

- b) Determinar la anchura efectiva del nodo,  $b_j$ .

$$b_j = \text{Mín} \begin{cases} b_w + h_j \\ b_w + 2x \end{cases}$$

Dirección Y:

$$b_{jx} = \text{Mín} \begin{cases} b_w + 2x = 55 + 2(7.5) = 70\text{cm (ok)} \\ b_w + h_j = 55 + 70 = 125\text{cm} \end{cases}$$

- c) Calcular el área efectiva del nodo  $A_j = b_j h_j$

$$A_{jx} = (70)(70) = 4900\text{cm}^2$$

- d) Sustituyo los valores obtenidos anteriormente en la ecuación del corte teórico:

$$V_c = \gamma \sqrt{f'_c} A_j$$

$$V_{cY} = \gamma \cdot \sqrt{f'_c} A_{jY}$$

$$V_{cY} = 3.2(\sqrt{250})(4900) = 247922.57 \text{ Kgf}$$

Paso 12. Verificar :  $\phi V_n \geq V_u$  , donde  $\phi = 0.85$

$$\phi V_{cY} = 0.85 * (247922.57) = 210734.18 \text{ kgf}$$

$$V_{uY} = 88298.14 \text{ kgf}$$

$$\phi V_{cY} \geq V_{uY} \therefore (\text{Cumple})$$

Paso 13. Calcular la relación  $\frac{\Sigma M_{nc}}{\Sigma M_{nb}}$

Ídem procedimiento ACI 352R – 02

Paso 14. Verificar el refuerzo transversal de la viga.

Ídem procedimiento ACI 352R – 02

Paso 15. Verificar la longitud de anclaje  $l_{dh}$  (solo para barras de vigas que se anclan al nodo):

a) Obtener el valor de  $l_{dh}$

Dirección X

$$l_{dh} = \frac{\alpha f_y d_b}{17.2 \sqrt{f'_c}} = \frac{(1.25)(4200) \left( \frac{8}{8} * 2.54 \right)}{17.2 \sqrt{250}} = 49.03 \text{ cm}$$

$$\text{Sabido que, } l_{dh} \geq \text{Mín} \begin{cases} 8d_b \text{ viga} = 8 \left( \frac{8}{8} \right) * 2.54 = 20.32 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Se toma  $l_{dh} = 49.03 \text{ cm}$

b) No aplica ya que se usa concreto con agregados de peso normal.

- c) Determinar el espacio disponible en la columna en ambos sentidos (X, Y)

Dirección Y

$$\text{Espacio disponible} = b_c - 2Rc - d_{\text{estribo}}$$

$$\text{Espacio disponible} = 70\text{cm} - 2(4\text{cm}) - 3/8 * 2.54 = 61.05\text{cm}$$

- e) Comparar el Espacio disponible con  $l_{dh}$

Dirección Y

Si  $l_{dh} \leq \text{Espacio Disponible Y}$ , cumple.

$$l_{dh} = 49.03\text{cm} \leq 61.05\text{cm} \therefore (\text{Cumple})$$

## Apéndice D

### EJEMPLO N° 4 conexión interior de viga plana

#### Ejemplo de Diseño 4

**D.1 Diseñar la conexión viga-columna que se muestra en la figura D.1 según las recomendaciones ACI 352R-02**

Datos iniciales:

Materiales  $f'c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ ;  $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

Características de la losa:  $e_{\text{losa}} = 10\text{cm}$ . Acero superior #4 C/30cm.

Características de columna (figura D.2):  $M_{nc} = 50700 \text{ kgf.m}$ ,  $R_c = 4\text{cm}$ ,  $R_e = 6\text{cm}$ .

Características de vigas (figura D.2):  $R_c = 4\text{cm}$ ,  $R_e = 6\text{cm}$ ,  $e_x = 0\text{cm}$ ,  $e_y = 0\text{cm}$

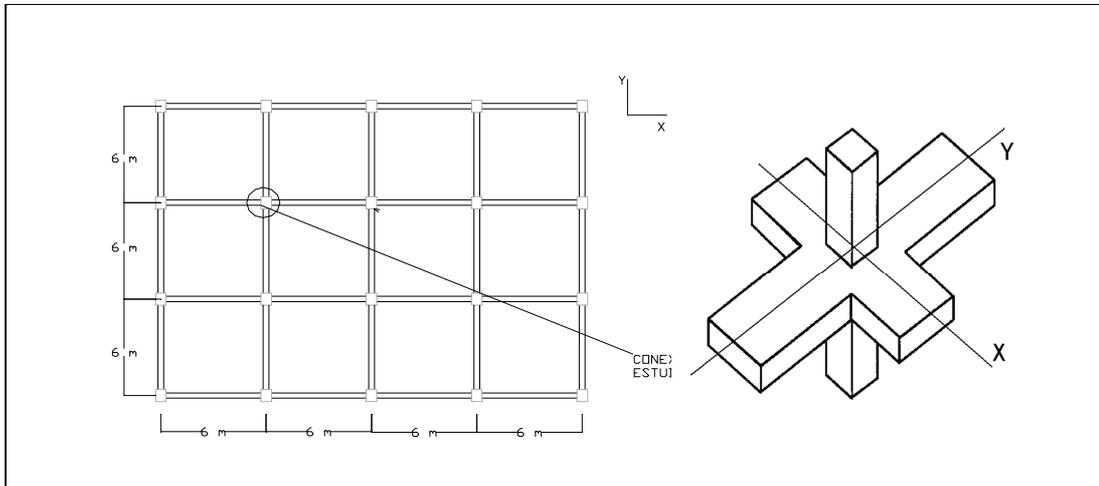


Figura D1 Ubicación en planta del nodo y tipo de nodo.

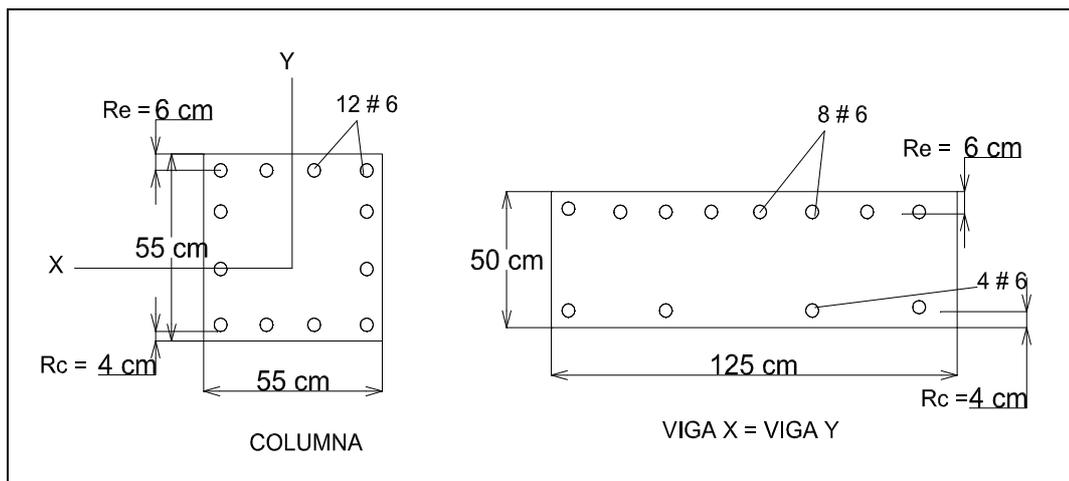


Figura D.2. Sección transversal de vigas y columnas de la conexión.

Nota: En este ejemplo la columna es cuadrada y las vigas X, Y son iguales, por eso solamente se realizarán los cálculos en dirección X ya que son idénticos a los de la dirección Y.

Paso 1. Verificar que se cumpla:

- a) Concreto con agregados de tipo normal

El concreto a utilizar es con agregados de tipo normal.

- b)  $f'c \leq 1050 \text{ kgf/cm}^2$

$$f'c = 280 \text{ kgf/cm}^2 \therefore (\text{Cumple})$$

- b)  $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2 \therefore (\text{Cumple})$

Paso 2. Identificar el tipo de conexión objeto de estudio

La conexión es de viga plana Tipo E. (figura 4.1).

Paso 3. Verificar las dimensiones de los miembros que confluyen al nodo:

- a) Si el refuerzo de la columna pasa a través del nodo debe cumplirse:

$$h_b \geq \frac{20(f_y * d_{b \text{ col}})}{4200}$$

$$h_{b \text{ mín}} = \frac{20 * 4200 \text{ kgf/cm}^2 * \left(\frac{6}{8} 2.54 \text{ cm}\right)}{4200 \text{ kgf/cm}^2} = 38.10 \text{ cm}$$

Sabiendo que  $h_{viga} = 50 \text{ cm}$        $h_{viga} > h_{b \text{ mín}} \therefore \text{Cumple}$

- b) Si el refuerzo de la viga pasa a través del nodo debe cumplirse:

$$h_{col} \geq \frac{20(f_y * d_b \text{ viga})}{4200}$$

$$h_{c \text{ min}} = \frac{24 * 4200 \text{ kgf/cm}^2 * \left(\frac{6}{8} 2.54 \text{ cm}\right)}{4200 \text{ kgf/cm}^2} = 45.72 \text{ cm}$$

Sabiendo que  $h_{col} = 55 \text{ cm}$        $h_{col} > h_{c \text{ min}} \therefore \text{Cumple}$

- c) La anchura de las vigas no debe exceder el valor máximo dado por:

Dirección X

$$b_b \text{ Máx} = \text{Min} \begin{cases} 3b_c = 3(55 \text{ cm}) = 165 \text{ cm} \\ b_c + 1.5h_c = 55 \text{ cm} + 1,5 (55 \text{ cm}) = 137.5 \text{ cm (ok)} \end{cases}$$

$$b_{bx} = 125 \text{ cm} \therefore b_{bx} < b_b \text{ Máx}$$

Paso 4. Verificar el refuerzo longitudinal de la columna:

- a) El área de acero longitudinal de la columna ( $A_{st}$ ) esté entre 0.01  $A_g$  y 0.06  $A_g$

$$A_{st} = \frac{12(\pi)\left(\frac{6}{8} 2.54 \text{ cm}\right)^2}{4} = 34.20 \text{ cm}^2$$

$$0.01A_g \leq A_{st} \leq 0.06A_g$$

$$30.25 \leq 34.20 \leq 181.50(\text{cm}^2) \therefore (\text{Cumple})$$

b) Calcular la separación centro a centro máxima entre las barras de la columna ( $s_{\text{máx.}}$ ) y compararla con la separación entre las barras colocadas ( $s$ ).

$$s_{\text{máx}} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 30 \text{ cm} \\ \text{Máx} \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm (ok)} \\ \frac{1}{3}(55 \text{ cm}) \approx 18 \text{ cm} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$s_x = \frac{55 \text{ cm} - 2(6 \text{ cm})}{4 - 1} \approx 14 < 20 \text{ cm} \therefore \text{Cumple}$$

Paso 5. Verificar el confinamiento del nodo.

Dirección X

$$\text{a) } b_b \geq \frac{3}{4} b_c$$

$$\frac{3}{4}(55 \text{ cm}) = 41.25 \text{ cm}$$

$$b_{bx} = 125 \text{ cm} > 41.25 \text{ cm} \therefore (\text{Cumple})$$

b) La distancia que sobresale la columna de la viga debe ser  $\leq 10$  cm.

Al ser la viga plana no hay distancia sobresaliente, cumpliéndose el requisito.

Al cumplirse las dos condiciones anteriores se confirma que las 4 caras del nodo están confinadas.

Paso 6. Verificar el refuerzo transversal de la columna en el nodo.

a) Realizar un arreglo inicial del refuerzo transversal (figura D.3).

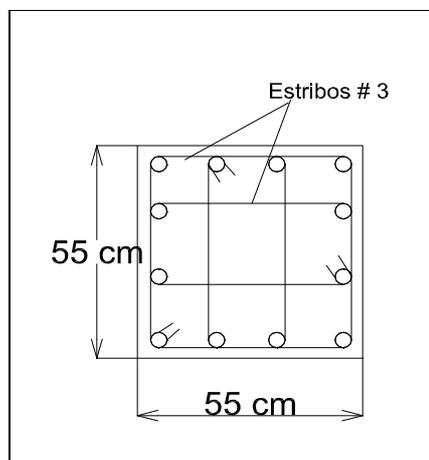


Figura D.3. Distribución de estribos asumida.

b) Calcular el área  
de acero colocado en el punto anterior ( $A_{sh_{col}}$ ) para ambas direcciones (X, Y)

$$A_{sh_{col}} = \frac{\# \text{ de ramas } (\pi)(d_{estr})^2}{4} = \frac{4(\pi) \left(\frac{3}{8} * 2.54\right)^2}{4} = 2.85 \text{ cm}^2$$

c) Calcular la separación máxima centro a centro entre ligaduras:

$$Sh_{M\acute{a}x} \leq \text{Min} \begin{cases} \frac{\text{Min. dim. col}}{4} = \frac{55\text{cm}}{4} = 13.75\text{cm} \\ 6d_{b\text{ col}} = 6\left(\frac{6}{8} 2.54\text{cm}\right) = 11.43\text{cm} \approx 12\text{cm (ok)} \\ 15\text{cm} \end{cases}$$

Se toma un  $Sh_{M\acute{a}x} = 12\text{cm}$

d) Calcular el acero requerido  $Ash_{req}$  en ambas direcciones (X, Y)

1 Obtener el  $Ash_{req}$  mediante la fórmula:

$$= \text{M\acute{a}x} \begin{cases} \overset{Ash_{req}}{0.3 \frac{s_h b_c'' f'_c}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right)} = 0.3 \frac{(12)[55 - (2 * 4)](280)}{4200} \left(\frac{3025}{2209} - 1\right) = 4.17\text{cm}^2 \\ 0.09 \frac{s_h b_c'' f'_c}{f_{yh}} = 0.09 \frac{(12\text{cm}) [55 - (2 * 4)](280)}{4200} = 3.38\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$A_g = (55\text{cm})(55\text{cm}) = 3025\text{cm}^2$$

$$A_c = [55 - (2 * 4)] [55 - (2 * 4)] = 2209\text{cm}^2$$

$$Ash_{req} = 4.17\text{cm}^2$$

2 Realizar reducción de  $Ash_{req}$  por confinamiento.

$Ash_{req} = 4.62\text{cm}^2$  se reduce a la mitad ya que el nodo está confinado

$$Ash_{req\ X} = 0.5 (4.62)\text{cm}^2 = 2.31\text{cm}^2$$

3 Comparar el  $A_{s_{req}}$  con  $A_{s_{col}}$

$$A_{s_{req}} \leq A_{s_{col}}$$

$$2.08\text{cm}^2 \leq 2.85\text{cm}^2 \therefore \text{Cumple}$$

$$2.31\text{cm}^2 \leq 2.85\text{cm}^2 \therefore \text{Cumple}$$

Paso 7. Verificar el refuerzo transversal de la columna en la zona confinada.

El refuerzo necesario por confinamiento es idéntico al del paso 6, pero sin aplicar la reducción del área de acero por confinamiento, se tiene un  $A_{s_{col X}} = 2.85\text{cm}^2$  y un  $A_{s_{req}} = 4.17\text{cm}^2$

$$A_{s_{req}} \leq A_{s_{col}}$$

$$4.17\text{cm}^2 \leq 2.85\text{cm}^2 \therefore \text{No Cumple}$$

Se disminuye el espaciado a  $S_h = 10\text{cm}$ ,  $A_{s_{req}} = 3.47\text{cm}^2$

$$3.47\text{cm}^2 \leq 2.85\text{cm}^2 \therefore \text{Cumple}$$

Se disminuye el espaciado a  $S_h = 8\text{cm}$ ,  $A_{s_{req}} = 2.78\text{cm}^2$

$$2.78\text{cm}^2 \leq 2.85\text{cm}^2 \therefore \text{Cumple}$$

Debe extenderse en una longitud igual a:

$$\ell_o = \text{Máx} \begin{cases} \text{Mayor dim. de l'columna} = 55\text{cm} \\ \frac{1}{6} \ell_u = \frac{1}{6} (350\text{cm}) = 58.33\text{cm} \quad (\text{ok}) \\ 45\text{cm} \end{cases}$$

Paso 8. Cálculo de la anchura efectiva de la losa ( $b_e$ )

Si hay losa a ambos lados

Dirección X. Para flexión positiva:

$$b_e = \text{Mín} \begin{cases} b_{bx} + 8 * e_{losa} * 2 = 125\text{cm} + 8 (10\text{cm})(2) = 285\text{cm} \\ b_{bx} + \frac{1}{2} \text{dist. libre. l'próx. vig} = 125\text{cm} + \frac{1}{2} (600 - 125\text{cm})(2) = 600\text{cm} \\ \frac{1}{4} \text{de luz de l'vig} = \frac{600}{4} = 150\text{ cm (ok)} \end{cases}$$

Para flexión negativa (figura D.4)

Idéntico a la flexión positiva pero además  $b_e \geq 2b_{bx}$

$$b_e \geq 2(125\text{cm}) = 250\text{cm}$$

$$150\text{cm} \geq 250\text{cm} \therefore b_e = 250\text{cm}$$

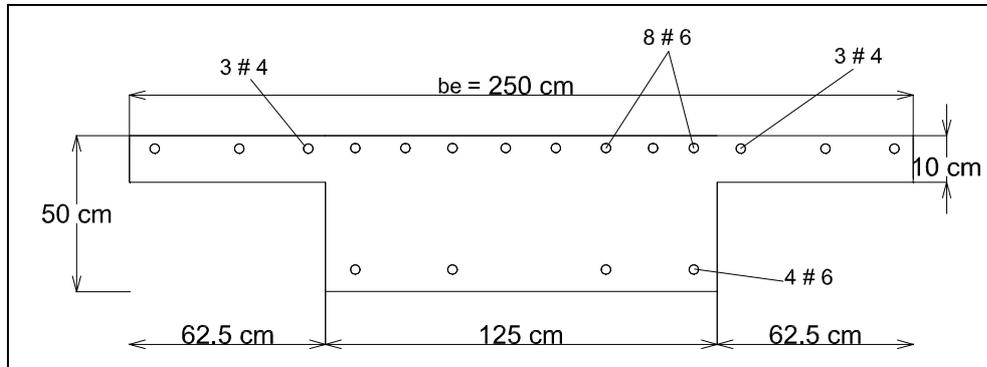


Figura D.4 Anchura efectiva de losa para flexión negativa.

Paso 9. Verificar en conexiones de viga plana las siguientes condiciones:

a) Para conexiones interiores: Al menos 1/3 del refuerzo superior de la viga y de la losa que están dentro del ancho efectivo ( $b_e$ ) debe pasar por el núcleo de la columna.

A través del núcleo pasa un poco más del 40% del acero de refuerzo superior.

Paso 10 .Calcular los momentos máximos probables de las vigas en ambas direcciones (X, Y)

$$M_{pr,b} = A_s 1.25 f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s \alpha f_y}{0.85 f'_c b}$$

Dirección X

Momento Negativo. (Figura D.5).

$$A_s = \frac{8 * \pi * \left(\frac{6}{8} * 2.54\right)^2}{4} = 22.80 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{6 * \pi * \left(\frac{4}{8} * 2.54\right)^2}{4} = 7.60 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{(22.80 + 7.60) \text{ cm}^2 * 1.25 * 4200 \text{ kgf/cm}^2}{0.85 * 280 \text{ kgf/cm}^2 * 125 \text{ cm}} = 5.36 \text{ cm}$$

$$M_{pr1} = 30.4 * 1.25 * 4200 \left[ (50 - 6) - \frac{5.36}{2} \right]$$

$$M_{pr1} = 6594793.16 \text{ kgf.cm} \approx 65947.93 \text{ kgf.m}$$

Momento Positivo. (Figura D.5).

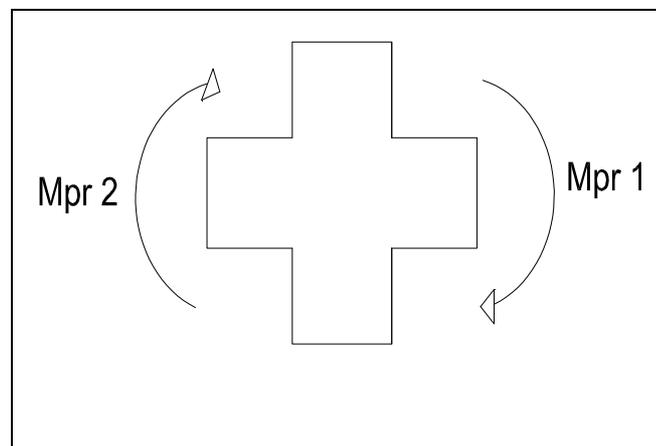


Figura D.5 Momentos probables.

$$A_s = \frac{4 * \pi * \left(\frac{6}{8} * 2.54\right)^2}{4} = 11.40 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{11.40 \text{ cm}^2 \times 1.25 \times 4200 \text{ kgf/cm}^2}{0.85 \times 280 \text{ kgf/cm}^2 \times 150 \text{ cm}} = 1.68 \text{ cm}$$

$$M_{pr2} = 11.40 * 1.25 * 4200 \left[ (50 - 6) - \frac{1.68}{2} \right]$$

$$M_{pr2} = 2583435.66 \text{ kgf.cm} \approx 25834.36 \text{ kgf.m}$$

Paso 11. Calcular los cortes de la columna,  $V_{col}$ , en ambas direcciones (X,Y).  
(Figura D.6).

$$V_{col} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{3.50} = \frac{65947.93 + 25834.36}{3.50} = 26223.51 \text{ kgf.m}$$

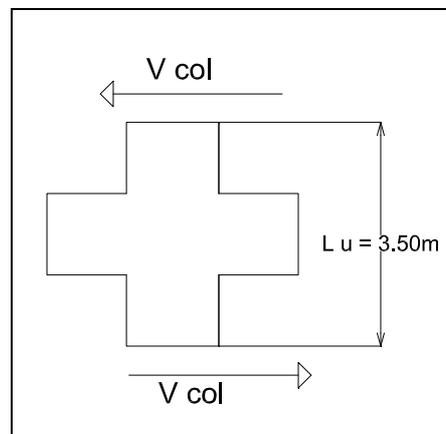


Figura D.6 Corte de la columna

Paso 12 .Calcular el corte último del nodo,  $V_u$ , en ambas direcciones (X,Y)

$$V_u = T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} + C_{b2} - V_{col1}$$

Donde:

$$T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} = \alpha f_y (A_{s1} + A_{s,s1} + A_{s,s2}) = 1.25 * 4200(22.80 + 7.60) \\ = 159600kgf$$

$$C_{b2} = A_{s2} \alpha f_y = 11.40 * 1.25 * 4200 = 59850kgf$$

$$V_u = 159600kgf + 59850kgf - 26223.51kgf \\ V_{u,x} = 193226.49 kgf$$

Paso 13. Calcular el corte teórico del nodo en cada dirección.

- a) Seleccionar el valor de  $\gamma$ .

De la tabla 4.2, para un nodo A.1, el valor de  $\gamma$  es igual a 5.3

- b) Determinar “m”

La excentricidad de la viga,  $e_x = 0$  cm, es obviamente, menor a  $\frac{b_c}{8} \left(\frac{50}{8}\right)$ ; por lo tanto  $m = 0.5$

- c) Determinar la anchura efectiva del nodo,  $b_j$

$$b_j = b_c = 55cm$$

d) Sustituyo los valores obtenidos anteriormente en la ecuación del corte teórico:  $V_n = \gamma \sqrt{f'_c} b_j h_c$

$$V_{n,x} = 5.3 \sqrt{280} * 55 * 55 = 268275.04 kgf$$

Paso 14. Verificar :  $\phi V_n \geq V_u$  , donde  $\phi = 0.85$

Dirección X

$$\phi V_{nX} = 0.85 * 268275.04 \text{ kgf} = 228033.78 \text{ kgf}$$

$$V_{uX} = 193226.49 \text{ kgf}$$

$$\phi V_{nX} \geq V_{uX} \therefore \text{Cumple}$$

Paso 15. Calcular la relación  $\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}}$

a) Se calculan nuevamente los momentos máximos probables de las vigas usando el paso 10. Para este cálculo se adoptara un valor de  $\phi = 1.00$  y  $\alpha = 1.00$

$$M_{pr1} = 65947.93 \text{ kgf} \cdot \text{m} / 1.25 = 52758.34 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{pr2} = 25834.36 \text{ kgf} \cdot \text{m} / 1.25 = 20667.49 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

b) Verificar:

$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}} \geq 1.20$$

Si hay 2 vigas en la dirección analizada. (figura D.7).

$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}} = \frac{2(50700)}{52758.34 + 20667.49} = 1.38 > 1.20$$

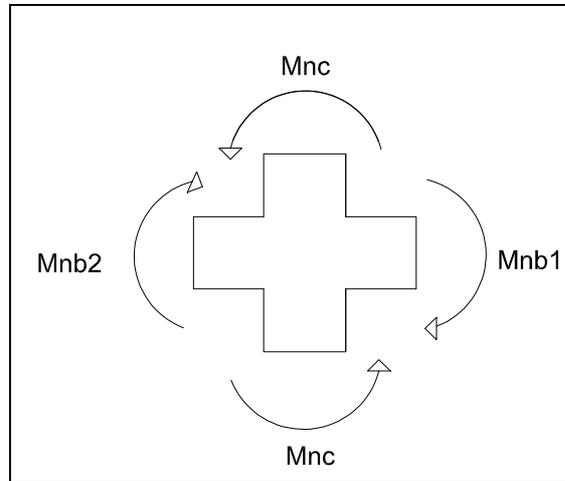


Figura D.7 Relación entre los momentos de las columnas y las vigas

Paso 16. Verificar el refuerzo transversal de la viga.

a) Si la conexión es de viga plana

$$V_b = \frac{65947.93 \text{ kgf}\cdot\text{m}}{0.5(5.45\text{m})} = 24201.07\text{kgf}$$

$$V_{m\acute{a}x} = 0.54 \sqrt{f'_c} b_b d$$

$$V_{m\acute{a}x} = 0.54\sqrt{280} * 125 * 44 = 49697.60 \text{ kg}$$

Ya que  $V_b \leq V_{m\acute{a}x}$  la separación entre estribos será:

$$s = \text{Min} \begin{cases} \frac{d}{2} = \frac{44}{2} = 22\text{cm} \\ 8 d_{b \text{ viga}} = 8 * \frac{6}{8} * 2.54 = 15.24\text{cm} (ok) \\ 24 d_{estribo} = 24 \left( \frac{3}{8} * 2.54 \right) = 22.86\text{cm} \end{cases}$$

Dentro de la región de la rótula plástica ( $2h_b = 2 * 50\text{cm} = 100\text{cm}$ ) se deberá colocar estribos de cuatro ramas #3, espaciados cada 15cm.

Paso 17. Verificar la longitud de anclaje  $l_{ah}$  (solo para barras de vigas que se anclan al nodo):

No aplica, ya que las barras pasan a través del nodo.

**D.2 Diseñar la conexión viga-columna que se muestra en la figura D.1 según la norma 1753-2006.**

Datos iniciales: Ídem ACI352R-02.

Paso 1. Verificar que se cumpla:

Verificar que se cumpla:

a) Usando concreto con agregados de tipo normal

$$f'c \geq 210 \text{ kg/cm}^2$$

Ya que  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2 \geq 210 \text{ kg/cm}^2 \therefore$  (Cumple)

- b) No aplica
- c)  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Paso 2. Identificar el tipo de conexión objeto de estudio.

La conexión es de viga plana Tipo E. (figura 4.1).

Paso 3. Verificar las dimensiones de los miembros que confluyen al nodo.

a) Para vigas:

1.  $L_n \geq 4h$

$$6m \geq 4(0.50m) = 2.00 m \therefore (\text{Cumple})$$

2.  $\frac{b_w}{h} \geq 0.30$

$$\text{Dirección X: } \frac{b_{wx}}{h_{bx}} = \frac{125}{50} = 2.5 > 0.30 \therefore (\text{Cumple})$$

3.  $b_w \geq 25 \text{ cm}$

$$\text{Dirección X: } b_{wx}(125\text{cm}) > 25\text{cm} \therefore (\text{Cumple})$$

4.  $b_{wx} < b_c + a_1 + a_2$

$$\text{Dirección X: } b_{wx}(125\text{cm}) < b_c + a_1 + a_2(130\text{cm}) \therefore (\text{Cumple})$$

5.  $h \geq 15d_{b \text{ col}}$

$$h \geq 15 \left( \frac{6}{8} * 2.54cm \right) = 28.57cm$$

$$h_{viga\ x} = h_{viga\ y} = 50cm \geq 28.57cm \therefore (Cumple)$$

b) Para columnas:

1) La menor dimensión de la columna  $\geq 30cm$

La menor dimensión de la columna es  $55cm \geq 30\ cm \therefore (Cumple)$

$$2 \frac{b}{h} \geq 0.40$$

$$\frac{55}{55} = 1.00 > 0.40 \therefore (Cumple)$$

3. La dimensión mínima de la columna ( $h$ ) no será menor que:

$$h = \frac{0.08 f_y d_{b\ viga} (\text{mayor diámetro})}{\sqrt{f'_c}}$$

$$h = \frac{0.08 * 4200 * \left( \frac{6}{8} * 2.54 \right)}{\sqrt{250}} = 40.48cm$$

$$h_{col\ x} = 55cm \geq 40.48cm \therefore (Cumple)$$

Paso 4. Verificar el refuerzo longitudinal de la columna.

a) La cuantía geométrica ( $\rho$ ) está entre 0.01 y 0.06 ( $\rho = \frac{A_s}{A_g}$ )

$$0.01 \leq \rho \leq 0.06$$

$$A_s = \frac{12(\pi)\left(\frac{6}{8} 2.54 \text{ cm}\right)^2}{4} = 34.20 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{34.20}{(55)(55)} = 0.011, \quad 0.01 \leq 0.011 \leq 0.06 \text{ (ok)}$$

Paso 5. Verificar el confinamiento del nodo:

Dirección X

$$\text{a) } b_b \geq \frac{3}{4} b_c$$

$$\frac{3}{4} (55 \text{ cm}) = 41.25 \text{ cm}$$

$$b_{bx} = 125 \text{ cm} > 41.25 \text{ cm} \therefore \text{(Cumple)}$$

Al cumplirse la condición anterior, se confirma que las 4 caras del nodo están confinadas.

Paso 6. Verificar el refuerzo transversal de la columna en el nodo.

a) Realizar un arreglo inicial del refuerzo transversal

Ídem procedimiento ACI 352R – 02

b) Calcular el área de acero colocado en el punto anterior ( $A_{sh_{col}}$ ) para ambas direcciones (X, Y)

Ídem procedimiento ACI 352R – 02

c) Calcular la separación máxima centro a centro entre ligaduras:

Ídem procedimiento ACI 352R – 02

d) Calcular el acero requerido  $A_{sh_{req}}$  en ambas direcciones (X, Y)

Ídem procedimiento ACI 352R – 02

Paso 7. Verificar el refuerzo transversal de la columna en la zona confinada.

Ídem procedimiento ACI 352R – 02

Paso 8 Calcular los momentos máximos probables de las vigas

Dirección X

Momento Negativo. (figura D.5).

$$A_s = \frac{8 * \pi * \left(\frac{6}{8} * 2.54\right)^2}{4} = 22.80 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{(22.80) \text{ cm}^2 * 1.25 * 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 * 280 \text{ kg/cm}^2 * 125 \text{ cm}} = 4.02 \text{ cm}$$

$$M_{pr1} = 22.80 * 1.25 * 4200 \left[ (50 - 6) - \frac{4.02}{2} \right]$$

$$M_{pr1} = 50262.03 \text{ kg.m}$$

Momento Positivo. (figura D.5)

$$A_s = \frac{4 * \pi * \left(\frac{6}{8} * 2.54\right)^2}{4} = 11.40 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{11.40 \text{ cm}^2 * 1.25 * 4200 \text{ kgf/cm}^2}{0.85 * 280 \text{ kgf/cm}^2 * 125 \text{ cm}} = 2.01 \text{ cm}$$

$$M_{pr2} = 11.40 * 1.25 * 4200 \left[ (50 - 6) - \frac{2.01}{2} \right]$$

$$M_{pr2} = 25732.51 \text{ kgf.m}$$

Paso 9. Calcular los cortes de la columna,  $V_{col}$ , en ambas direcciones (X,Y). (figura D.6).

$$V_{col x} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{3.50} = \frac{50262.03 + 25732.51}{3.50} = 21712.72 \text{ kgf}$$

Paso 10. Calcular el corte último del nodo,  $V_u$ , en ambas direcciones (X,Y)

$$V_u = T_{b1} + C_{b2} - V_{col x}$$

Dirección X

$$V_{u x} = T_{b1} + C_{b2} - V_{col x}$$

Donde:

$$T_{b1} = \alpha f_y (A_{s1}) = 1.25 * 4200 * (22.80) = 119700 \text{ kgf}$$

$$C_{b2} = A_{s2} \alpha f_y = 11.40 * 1.25 * 4200 = 59850 \text{ kgf}$$

$$V_{uX} = 119700 \text{ kg} + 59850 \text{ kg} - 21712.72 \text{ kg} = 157837.28 \text{ kg}$$

$$V_{uX} = 157837.28 \text{ kg}$$

Paso 11. Calcular el corte teórico del nodo en cada dirección.

- a) Seleccionar el valor de  $\gamma$

De la tabla 4.2 se obtiene un valor de  $\gamma$  igual a 5.3

- b) Determinar la anchura efectiva del nodo,  $b_j$ .

Cuando las vigas son de igual o mayor anchura de la columna.  $b_j = b_w = b_{jx} = 55 \text{ cm}$

- c) Calcular el área efectiva del nodo  $A_j = b_j h_j$

$$A_{jx} = (55)(55) = 3025 \text{ cm}^2$$

- d) Sustituyo los valores obtenidos anteriormente en la ecuación del corte teórico:  $V_c = \gamma \sqrt{f'_c} A_j$

Dirección X

$$V_{cx} = \gamma \cdot \sqrt{f_c} A_{jx}$$

$$V_{cx} = 5.3(\sqrt{280})(3025) = 268275.04 \text{ kgf}$$

Paso 12. Verificar :  $\phi V_n \geq V_u$  , donde  $\phi = 0.85$

Dirección X

$$\phi V_{cx} = 0.85 * (268275.04) = 228033.78 \text{ kgf}$$

$$V_{ux} = 157837.28 \text{ kgf}$$

$$\phi V_{nx} \geq V_{ux} \therefore (\text{Cumple})$$

Paso 13. Calcular la relación  $\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}}$

Ídem procedimiento ACI 352R – 02

Paso 14. Verificar el refuerzo transversal de la viga.

Ídem procedimiento ACI 352R – 02

Paso 15. Verificar la longitud de anclaje  $l_{dh}$  (solo para barras de vigas que se anclan al nodo):

No aplica, ya que las barras pasan a través del nodo

## Apéndice E

### EJEMPLO N° 5 conexión exterior de viga plana

#### Ejemplo de Diseño 5.

**E.1 Diseñar la conexión viga-columna que se muestra en la figura E.1 según las recomendaciones ACI 352R-02**

Datos iniciales:

Materiales  $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ ;  $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ .

Características de la losa:  $e_{\text{losa}} = 15 \text{ cm}$ . Acero superior #3 C/20cm. Acero inferior #3 C/30cm.

Características de Columna (figura E.2):  $M_{nc} = 39000 \text{ kgf.m}$ ;  $\ell_u = 3.50 \text{ m}$ .

Características de vigas (figura E.2):  $R_c = 4 \text{ cm}$ ,  $R_e = 6 \text{ cm}$ ,  $e_x = 0 \text{ cm}$ ,  $e_y = 0 \text{ cm}$ .

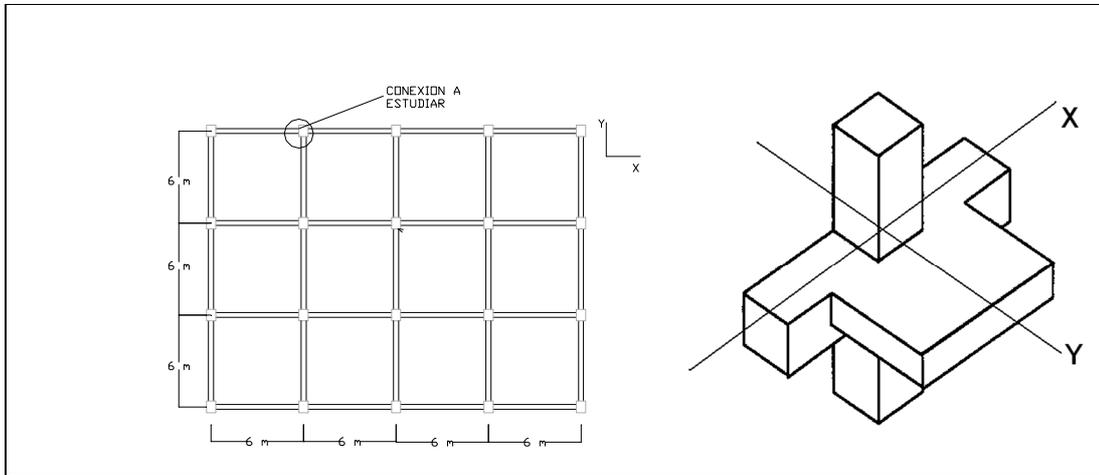


Figura E.1 Ubicación en planta del nodo y tipo de nodo.

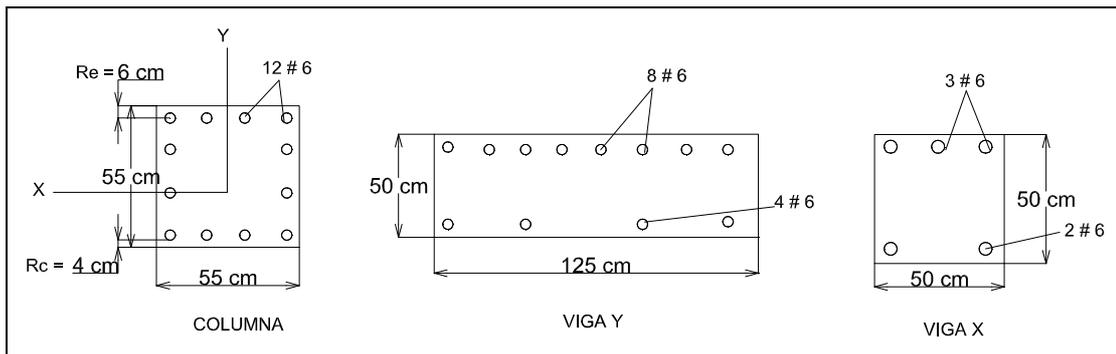


Figura B.2. Sección transversal de vigas y columnas de la conexión.

Paso 1. Verificar que se cumpla:

d) Concreto con agregados de tipo normal

El concreto a utilizar es con agregados de tipo normal.

e)  $f'c \leq 1050 \text{ kgf/cm}^2$

$$f'c = 280 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\text{Cumple})$$

f)  $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2 \therefore (\text{Cumple})$

Paso 2. Identificar el tipo de conexión objeto de estudio

La conexión es exterior Tipo B. (figura 4.1).

Paso 3. Verificar las dimensiones de los miembros que confluyen al nodo:

d) Si el refuerzo de la columna pasa a través del nodo debe cumplirse:

Dirección X

$$h_{b \text{ mín}} = \frac{20 * 4200 \text{ kgf/cm}^2 * \left(\frac{6}{8} 2.54 \text{ cm}\right)}{4200 \text{ kgf/cm}^2} = 38.10 \text{ cm}$$

Sabiendo que  $h_{viga} = 50 \text{ cm}$   $h_{viga} > h_{b \text{ mín}} \therefore (\text{Cumple})$

Dirección Y

$$h_{b \text{ mín}} = \frac{20 * 4200 \text{ kgf/cm}^2 * \left(\frac{6}{8} 2.54 \text{ cm}\right)}{4200 \text{ kgf/cm}^2} = 38.10 \text{ cm}$$

Sabiendo que  $h_{viga} = 50 \text{ cm}$   $h_{viga} > h_{b \text{ mín}} \therefore (\text{Cumple})$

e) Si el refuerzo de la viga pasa a través del nodo debe cumplirse:

Dirección X

$$h_{col} \geq \frac{20(f_y * d_b \text{ viga})}{4200}$$

$$h_{c \text{ mín}} = \frac{20 * 4200 \text{ kgf/cm}^2 * \left(\frac{6}{8} 2.54 \text{ cm}\right)}{4200 \text{ kgf/cm}^2} = 38.10 \text{ cm}$$

Sabiendo que  $h_{col} = 55 \text{ cm}$        $h_{viga} > h_{b \text{ mín}} \therefore \text{Cumple}$

f) La anchura de las vigas no debe exceder el valor máximo dado por:

Dirección X

$$b_{b \text{ Máx}} = \text{Mín} \begin{cases} 3b_c = 3(55 \text{ cm}) = 165 \text{ cm} \\ b_c + 1.5h_c = 55 \text{ cm} + 1.5(55 \text{ cm}) = 137.5 \text{ cm (ok)} \end{cases}$$

$$b_{bx} = 50 \text{ cm} \therefore b_{bx} < b_{b \text{ Máx}}$$

Dirección Y

$$b_{b \text{ Máx}} = \text{Mín} \begin{cases} 3b_c = 3(55 \text{ cm}) = 165 \text{ cm} \\ b_c + 1.5h_c = 55 \text{ cm} + 1.5(55 \text{ cm}) = 137.5 \text{ cm (ok)} \end{cases}$$

$$b_{by} = 125 \text{ cm} \therefore b_{by} < b_{b \text{ Máx}}$$

Paso 4. Verificar el refuerzo longitudinal de la columna:

- a) El área de acero longitudinal de la columna ( $A_{st}$ ) esté entre  $0.01 A_g$  y  $0.06 A_g$

$$A_{st} = \frac{12(\pi)\left(\frac{6}{8}2.54 \text{ cm}\right)^2}{4} = 34.20 \text{ cm}^2$$

$$0.01A_g \leq A_{st} \leq 0.06A_g$$

$$30.25 \leq 34.20 \leq 181.50(\text{cm}^2) \therefore (\text{Cumple})$$

- b) Calcular la separación centro a centro máxima entre las barras de la columna ( $s_{m\acute{a}x.}$ ) y compararla con la separación entre las barras colocadas ( $s$ ).

$$s_{m\acute{a}x} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 30 \text{ cm} \\ \text{M\acute{a}x} \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm (ok)} \\ \frac{1}{3}(55 \text{ cm}) \approx 18 \text{ cm} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$S_x = S_y = \frac{55 \text{ cm} - 2(6 \text{ cm})}{4 - 1} \approx 14 < 20 \text{ cm} \therefore \text{Cumple}$$

Paso 5. Verificar el confinamiento del nodo.

Dirección X

c)  $b_b \geq \frac{3}{4} b_c$

$$\frac{3}{4}(55cm) = 41.25cm$$

$$b_{bx} = 50cm > 41.25cm \therefore (\text{Cumple})$$

- d) La distancia que sobresale la columna de la viga debe ser  $\leq 10$  cm.

$$\text{Distancia sobresaliente} = \frac{55 - 50}{2} = 2.5cm < 10cm \therefore (\text{Cumple})$$

Al cumplirse las dos condiciones anteriores, la cara a la que llega la viga en X está confinada.

Dirección Y

c)  $b_b \geq \frac{3}{4}b_c$

$$b_{by} = 125cm > 41.25cm \therefore (\text{Cumple})$$

- d) La distancia que sobresale la columna de la viga debe ser  $\leq 10$  cm.

Al ser la viga plana no hay distancia sobresaliente, cumpliéndose el requisito.

Al cumplirse las dos condiciones anteriores, la cara a la que llega la viga en Y está confinada.

Paso 6. Verificar el refuerzo transversal de la columna en el nodo.

- e) Realizar un arreglo inicial del refuerzo transversal. (figura E.3).

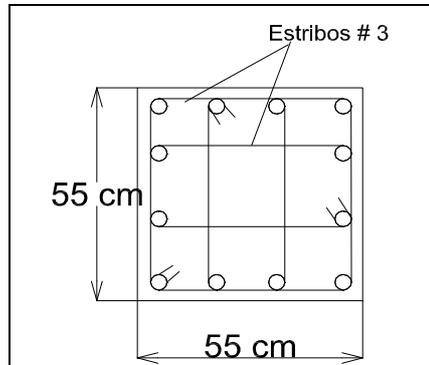


Figura E.3. Distribución de estribos asumida.

- f) Calcular el área  
de acero colocado en el punto anterior ( $A_{sh_{col}}$ ) para ambas direcciones (X, Y)

$$A_{sh_{col}} = \frac{\# \text{ de ramas } (\pi)(d_{estr})^2}{4} = \frac{4(\pi) \left(\frac{3}{8} * 2.54\right)^2}{4} = 2.85 \text{ cm}^2$$

- g) Calcular la separación máxima centro a centro entre ligaduras:

$$Sh_{M\acute{a}x} \leq \text{Min} \begin{cases} \frac{\text{Min. dim. col}}{4} = \frac{55 \text{ cm}}{4} = 13.75 \text{ cm} \\ 6d_b \text{ col} = 6 \left(\frac{6}{8} * 2.54 \text{ cm}\right) = 11.43 \text{ cm} \approx 12 \text{ cm (ok)} \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Se toma un  $Sh_{M\acute{a}x} = 12 \text{ cm}$

- h) Calcular el acero requerido  $A_{sh_{req}}$  en ambas direcciones (X, Y)

Ambas direcciones. (X, Y).

4. Obtener el  $A_{sh_{req}}$  mediante la fórmula:

$$A_{sh_{req}} = \text{Máx} \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \frac{s_h b_c f_c}{f_{yh}} \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 0.3 \frac{(12)[55 - (2 * 4)](280)}{4200} \left( \frac{3025}{2209} - 1 \right) = 4.17 \text{ cm}^2 \\ 0.09 \frac{s_h b_c f_c}{f_{yh}} = 0.09 \frac{(12 \text{ cm}) [55 - (2 * 4)](280)}{4200} = 3.38 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_g = (55 \text{ cm})(55 \text{ cm}) = 3025 \text{ cm}^2$$

$$A_c = [55 - (2 * 4)] [55 - (2 * 4)] = 2209 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh_{req}} = 4.17 \text{ cm}^2$$

5. Debido a que solo hay 2 caras confinadas, no se realiza da reducción del  $A_{sh_{req}}$

6. Comparar el  $A_{sh_{req}}$  con  $A_{sh_{col}}$

$$A_{sh_{req}} \leq A_{sh_{col}}$$

$$4.17 \text{ cm}^2 \leq 2.85 \text{ cm}^2 \therefore (\text{No cumple})$$

Se disminuye el espaciado a  $S_h = 10 \text{ cm}$ ,  $A_{sh_{req}} = 3.47 \text{ cm}^2$

$$3.47\text{cm}^2 \leq 2.85\text{cm}^2 \therefore (\text{No Cumple})$$

Se disminuye el espaciado a  $Sh = 8\text{cm}$ ,  $Ash_{\text{req}} = 2.78\text{cm}^2$

$$2.78\text{cm}^2 \leq 2.85\text{cm}^2 \therefore (\text{Cumple})$$

Paso 7. Verificar el refuerzo transversal de la columna en la zona confinada.

El refuerzo necesario por confinamiento es idéntico al del paso 6. Y debe extenderse en una longitud igual a:

$$\ell_o = \text{Máx} \begin{cases} \text{Mayor dim. de la columna} = 55\text{cm} \\ \frac{1}{6}\ell_u = \frac{1}{6}(350\text{cm}) = 58.33\text{cm} \quad (\text{ok}) \\ 45\text{cm} \end{cases}$$

Paso 8. Cálculo de la anchura efectiva de la losa ( $b_e$ )

Si hay losa a ambos lados

Dirección Y

Para flexión positiva

$$b_e = \text{Mín} \begin{cases} b_b + 8 * e_{losa} * 2 = 125cm + 8 (15cm)(2) = 365cm \\ b_b + \frac{1}{2} \text{ dist. libre. a la próx. viga} = 125cm + \frac{1}{2} (600 - 125cm)(2) = 600cm \\ \frac{1}{4} \text{ de la luz de la viga} = \frac{600}{4} = 150 \text{ cm (ok)} \end{cases}$$

Para flexión negativa

Idéntico a la flexión positiva pero además  $b_e \geq 2b_{bx}$

$$b_e \geq 2(125cm) = 250cm$$

$$150cm \geq 250cm \therefore b_e = 250cm$$

Dirección X

Para flexión positiva

$$b_e = \text{Mín} \begin{cases} b_b + 6 * e_{losa} = 50 + 6 (15) = 140cm \\ b_b + \frac{1}{2} \text{ dist. libre. a la próx. viga} = 50 + \frac{1}{2} (600 - 55) = 322.5cm \\ b_b + \frac{1}{12} \text{ de la luz de la viga} = 50 + \frac{600}{12} = 100 \text{ cm (ok)} \end{cases}$$

Para flexión negativa

Idéntico a la flexión positiva pero además  $b_e \geq 2b_{bx}$

$$b_e \geq 2(50cm) = 100cm$$

$$100cm \geq 100cm \therefore b_e = 100cm$$

Paso 9. Verificar en conexiones de viga plana las siguientes condiciones:

a) No aplica ya que la conexión es exterior.

b) Para conexiones exteriores: Al menos 1/3 del refuerzo superior de la viga y de la losa que están dentro del ancho efectivo ( $b_e$ ) deben anclarse por el núcleo de la columna.

A través del núcleo pasa un poco más del 40% del acero de refuerzo superior.

c) La viga transversal debe ser diseñada por torsión.

$$a = \frac{A_s \propto f_y}{0.85 f'c b} = \frac{32.78 * 1.25 * 4200}{0.85 * 280 * 125} = 5.78cm$$

$$T_i = (No\ barras) A_s f_y y_i$$

$$T_1 = 4(0.71cm^2)(4200 kg/cm^2)(23cm) = 274344 kgf cm$$

$$T_2 = 3(0.71cm^2)(4200 kg/cm^2)(12cm) = 107352 kgf cm$$

$$T_3 = 2(2.85cm^2)(4200 kg/cm^2)(21cm) = 502740 kgf cm$$

$$C_1 = 0.85(280 kg/cm^2)(35cm)(5.78cm)(21cm) = 1083316.5 kgf cm$$

$$T = T_1 + T_2 + T_3 + C_1 = 1967752.5 \text{ kgf cm}$$

$$T_u = \alpha T = 1.25(1448905.5 \text{ kgf cm}) =$$

a) La sección crítica para la torsión y para el corte se asumen a una distancia  $d = 250 \text{ cm}$ , a partir del centro de la luz de la viga.

Se asume un corte en el extremo  $V_u = 25000 \text{ kg. m}$

$$T_u = 1967752.5 \text{ kg cm} * \frac{250 \text{ cm}}{300 \text{ cm}} = 1639793.75 \text{ kg cm}$$

$$V_u = 25000 \text{ kg. m} * \frac{250 \text{ cm}}{300 \text{ cm}} = 20833.33 \text{ kg cm}$$

b) Verificar si se puede despreciar la torsión:

$$T_u < \phi * 0.265 * \sqrt{f'c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$$

$$A_{cp} = 50 * 50 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$P_{cp} = 2(50 + 50)$$

$$T_u < 0.75 * 0.265 * \sqrt{280} \frac{2500^2}{200} = 6210.94 \text{ kgf . cm}$$

$$1811131.87 \text{ kgf cm} < 6210.94 \text{ kgf . cm} \therefore (\text{No cumple})$$

Es necesario considerar la torsión.

- c) Determinar el área de estribos requerida para torsión

$$\phi T_n \geq T_u$$

Donde:

$$T = \frac{2 A_o * A_t * f_{yv}}{s} \cot \theta$$

$$A_o = 0.85 A_{oh}$$

Asumiendo un recubrimiento de 4cm y estribos N° 3

$$A_o = 0.85(45.5 * 45.5) = 1759.71 \text{ cm}^2$$

Para elementos no pretensados se usa un  $\theta = 45^\circ$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{2 \phi A_o f_{yv} \cot \theta} = \frac{1639793.75 \text{ kg cm}}{2 * 0.75 * 1759.71 * 4200 * 1} = 0.148 \text{ cm}^2/\text{cm}/\text{rama}$$

$$P_h = 2(45.5 + 45.5) = 182 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{A_t}{s} P_h \left( \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \right) \cot^2 \theta$$

$$A_l = 0.148 * 182 * \left( \frac{4200}{4200} \right) * 1 = 26.94 \text{ cm}^2$$

Se deben agregar 5 cabillas #6 y se deben colocar uniformemente distribuidas por el perímetro de la viga.

- d) Cálculo del área requerida para corte.

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{280} 50 44 = 19510.91 kg$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{20833.33}{0.75} - 19510.91 = 1332.42 kgf$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yv} d} = \frac{1332.42}{4200 44} = 0.007 cm^2/cm/rama$$

- e) Determinar los requisitos combinados de estribos para corte y torsión.

$$\frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{2s} = 0.148 + \frac{0.007}{2} = 0.152 cm^2/cm/rama$$

Se asumen barras #3,  $A_b = 0.713 cm^2$

$$s = \frac{0.713}{0.152} = 5 cm$$

La separación del refuerzo por torsión debe ser menor o igual al valor mínimo entre y.

$$S_{torsión} = \begin{cases} \frac{ph}{16} = \frac{182}{16} = 11.37 cm (\text{ok}) \\ 15 cm \end{cases}$$

Paso 10 .Calcular los momentos máximos probables de las vigas en ambas direcciones (X, Y)

Dirección X

Momento Negativo

$$A_s = \frac{8 * \pi * \left(\frac{6}{8} * 2.54\right)^2}{4} = 22.80 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{14 * \pi * \left(\frac{3}{8} * 2.54\right)^2}{4} = 9.97 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{(22.8 + 9.97) \text{ cm}^2 * 1.25 * 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 * 280 \text{ kg/cm}^2 * 125 \text{ cm}} = 5.78 \text{ cm}$$

$$M_{pr1} = 32.77 * 1.25 * 4200 \left[ (50 - 6) - \frac{5.78}{2} \right]$$

$$M_{pr1} = 70739.47 \text{ kg.m}$$

Dirección X

Momento Negativo

$$A_s = \frac{4 * \pi * \left(\frac{6}{8} * 2.54\right)^2}{4} = 11.40 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{5 * \pi * \left(\frac{3}{8} * 2.54\right)^2}{4} = 3.56 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{(11.40 + 3.56) \text{ cm}^2 * 1.25 * 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 * 280 \text{ kg/cm}^2 * 50 \text{ cm}} = 6.60 \text{ cm}$$

$$M_{pr1} = 14.96 * 1.25 * 4200 \left[ (50 - 6) - \frac{6.60}{2} \right]$$

$$M_{pr1} = 31965.78 \text{ kg.m}$$

Momento Positivo

$$A_s = \frac{4 * \pi * \left(\frac{6}{8} * 2.54\right)^2}{4} = 11.40 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{(11.40) \text{ cm}^2 * 1.25 * 4200 \text{ kgf/cm}^2}{0.85 * 280 \text{ kgf/cm}^2 * 100 \text{ cm}} = 2.51 \text{ cm}$$

$$M_{pr1} = 11.40 * 1.25 * 4200 \left[ (50 - 6) - \frac{2.51}{2} \right]$$

$$M_{pr2} = 25582.88 \text{ kgf.m}$$

Paso 11. Calcular los cortes de la columna,  $V_{col}$ , en ambas direcciones (X,Y)

Dirección X

$$V_{col X} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{\ell_u} = \frac{31965.78 + 25582.88}{3.50 \text{ m}} = 16442.47 \text{ kgf}$$

Dirección Y

$$V_{col Y} = \frac{M_{prb}}{\ell_u} = \frac{70739.47}{3.50m} = 20211.28kgf$$

Paso 12. Calcular el corte último del nodo,  $V_u$ , en ambas direcciones (X,Y)

Despreciando el refuerzo a compresión tenemos:

$$V_u = T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} - V_{col}$$

Dirección X

$$V_{uX} = T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} - V_{colX}$$

Donde:

$$\begin{aligned} T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} &= \alpha f_y (A_{s1} + A_{s,s1} + A_{s,s2}) = 1.25 * 4200 * (11.40 + 3.56) \\ &= 78540 kgf \end{aligned}$$

$$V_{uX} = 78540kg - 16442.47kg = 62097.53kgf$$

$$V_{uX} = 62097.53kgf$$

Dirección Y

$$V_{uY} = T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} - V_{colY}$$

Donde:

$$T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} = \alpha f_y (A_{s1} + A_{s,s1} + A_{s,s2}) = 1.25 * 4200 * (22.80 + 9.97) \\ = 172042.50 \text{ kgf}$$

$$V_u = 172042.50 \text{ kg} - 20211.28 \text{ kg} = 151831.22 \text{ kgf}$$

$$V_{uY} = 151831.22 \text{ kgf}$$

Paso 13. Calcular el corte teórico del nodo en cada dirección.

e) Seleccionar el valor de  $\gamma$ .

De la tabla 4.2, para un nodo A.2, el valor de  $\gamma$  es igual a 4

f) Determinar “m”

La excentricidad de la viga,  $e_x = 0 \text{ cm}$ , es obviamente, menor a  $\frac{b_c}{8} \left( \frac{55}{8} \right)$ ; por lo tanto  $m = 0.5$

g) Determinar la anchura efectiva del nodo,  $b_j$ .

Dirección X

$$\frac{m h_c}{2} = \frac{0.5 * 55}{2} = 13.75 \text{ cm} \leq \text{Distancia sobresaliente de la columna} (2.5 \text{ cm})$$

$$\text{Por lo tanto se tomará } \frac{m h_c}{2} = 2.5 \text{ cm}$$

$$b_{jX} = \text{Min} \begin{cases} b_{bx} + \sum \frac{m h_c}{2} = 50 + (2 * 2.5) = 55\text{cm} \\ \frac{b_{bx} + b_c}{2} = \frac{50 + 55}{2} = 52.5\text{cm (ok)} \\ b_c = 55\text{cm} \end{cases}$$

Dirección Y

$$b_{jY} = b_c = 55\text{cm}$$

h) Sustituyo los valores obtenidos anteriormente en la ecuación del corte teórico:  $V_n = \gamma \sqrt{f'_c} b_j h_c$

Dirección X

$$V_{nX} = 4\sqrt{280} * 52.5 * 55 = 193268.47 \text{ kgf}$$

Dirección Y

$$V_{nY} = 4\sqrt{280} * 55 * 55 = 202471.72 \text{ kgf}$$

Paso 14. Verificar :  $\phi V_n \geq V_u$  , donde  $\phi = 0.85$

Dirección X

$$\phi V_{nX} = 0.85 * 193268.47 = 164278.20 \text{ kgf}$$

$$V_{uX} = 62097.53 \text{ kgf}$$

$$\phi V_{nX} \geq V_{uX} \therefore \text{Cumple}$$

Dirección Y

$$\phi V_{nY} = 0.85 * 202471.72 = 172100.97 \text{ kgf}$$

$$V_{uY} = 151831.22 \text{ kgf}$$

$$\phi V_{nY} \geq V_{uY} \therefore \text{Cumple}$$

Paso 15. Calcular la relación  $\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}}$

c) Se calculan nuevamente los momentos máximos probables de las vigas usando el paso 10. Para este cálculo se adoptara un valor de  $\phi = 1.00$  y  $\alpha = 1.00$

Dirección X

$$M_{pr1} = 31965.78 \text{ kgf.m} / 1.25 = 25572.62 \text{ kgf.m}$$

$$M_{pr2} = 25582.88 \text{ kgf.m} / 1.25 = 20466.30 \text{ kgf.m}$$

Dirección Y

$$M_{pr1} = 70739.47 \text{ kg.m} / 1.25 = 56591.58 \text{ kg.m}$$

d) Verificar:

$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}} \geq 1.20$$

Si hay una viga en la dirección analizada

$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}} = \frac{2(39000)}{56591.58} = 1.38 > 1.20 \therefore (\text{Cumple})$$

Si hay 2 vigas en la dirección analizada.

$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}} = \frac{2(39000)}{25572.62 + 20466.30} = 1.69 > 1.20 \therefore (\text{Cumple})$$

Paso 16. Verificar el refuerzo transversal de la viga.

a) Si la conexión es de viga plana

$$V_b = \frac{70739.47 \text{ kg.m}}{0.5(5.45\text{m})} = 25959.44\text{kg}$$

$$V_{m\acute{a}x} = 0.54 \sqrt{f'_c} b_b d$$

$$V_{m\acute{a}x} = 0.54 \sqrt{280} * 125 * 44 = 49697.60 \text{ kg}$$

Ya que  $V_b \leq V_{m\acute{a}x}$  la separación entre estribos será:

$$s = \text{Min} \begin{cases} \frac{d}{2} = \frac{44}{2} = 22\text{cm} \\ 8 d_{b \text{ viga}} = 8 * \frac{6}{8} * 2.54 = 15.24\text{cm} (ok) \\ 24 d_{estribo} = 24 \left( \frac{3}{8} * 2.54 \right) = 22.86\text{cm} \end{cases}$$

Dentro de la región de la rótula plástica ( $2h_b = 2 * 50\text{cm} = 100\text{cm}$ ) se deberá colocar estribos de cuatro ramas #3, espaciados cada 15cm.

Paso 17. Verificar la longitud de anclaje  $l_{dh}$  (solo para barras de vigas que se anclan al nodo):

a) Obtener el valor de  $l_{dh}$

En dirección X

No aplica, ya que las barras pasan a través del nodo.

En dirección Y

$$l_{dh} = \frac{0.0493 \alpha f_y d_b}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.0493(1.25)(4200)\left(\frac{6}{8} * 2.54\right)}{\sqrt{280}} = 29.47\text{cm}$$

$$\text{Sabido que, } l_{dh} \geq \text{Mín} \begin{cases} 8d_{b \text{ viga}} = 8 \left(\frac{6}{8}\right) * 2.54 = 15.24\text{cm} \\ 15\text{cm} \end{cases}$$

Se toma  $l_{dh} = 29.47\text{cm}$

b) Verificar el espaciado del refuerzo transversal del nodo

Si  $s \leq 3d_b$ , Se utiliza  $0.8 l_{dh}$

$$7\text{cm} \leq 3d_b = \left(3 * \frac{6}{8} * 2.54\right) = 5.71\text{cm} \therefore (\text{No cumple})$$

- c) Determinar el espacio disponible en la columna en ambos sentidos (X, Y)

Dirección Y

$$\text{Espacio disponible} = b_c - 2Rc - d_{\text{estribo}}$$

$$\text{Espacio disponible} = 55\text{cm} - 2(4\text{cm}) - 3/8 * 2.54 = 46.05\text{cm}$$

- d) Comparar el Espacio disponible con  $l_{dh}$

Dirección Y

Si  $l_{dh} \leq$  Espacio Disponible Y, cumple.

$$l_{dh} = 29.47\text{cm} \leq 46.05\text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

**E.2 Diseñar la conexión viga-columna que se muestra en la figura E.1 según la norma 1753-2006.**

Datos iniciales: Ídem ACI 352R-02

Paso 1. Verificar que se cumpla:

- d) Usando concreto con agregados de tipo normal

$$f'c \geq 210 \text{ kgf/cm}^2$$

Ya que  $f'c = 280 \text{ kgf/cm}^2 \geq 210 \text{ kgf/cm}^2 \therefore$  (Cumple)

e) No aplica

f)  $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

Paso 2. Identificar el tipo de conexión objeto de estudio.

La conexión es de exterior de viga plana Tipo E. (figura 4.1).

Paso 3. Verificar las dimensiones de los miembros que confluyen al nodo.

c) Para vigas:

6.  $L_n \geq 4h$

$$6m \geq 4(0.50m) = 2.00 m \therefore \text{(Cumple)}$$

7.  $\frac{b_w}{h} \geq 0.30$

$$\text{Direccion X: } \frac{b_{wx}}{h_{bx}} = \frac{50}{50} = 1.00 > 0.30 \therefore \text{(Cumple)}$$

$$\text{Direccion Y: } \frac{b_{wy}}{h_{by}} = \frac{125}{50} = 2.5 > 0.30 \therefore \text{(Cumple)}$$

8.  $b_w \geq 25 \text{ cm}$

*Dirección X:  $b_{wx}(50cm) > 25cm \therefore (Cumple)$*

*Dirección Y:  $b_{wy}(125cm) > 25cm \therefore (Cumple)$*

9.  $b_{wx} < b_c + a_1 + a_2$

*Dirección X:  $b_{wx}(50cm) < b_c + a_1 + a_2(130cm) \therefore (Cumple)$*

*Dirección Y:  $b_{wy}(125cm) < b_c + a_1 + a_2(130cm) \therefore (Cumple)$*

10.  $h \geq 15d_{b\ col}$

$$h \geq 15 \left( \frac{6}{8} * 2.54cm \right) = 28.57cm$$

$h_{viga\ x} = h_{viga\ y} = 50cm \geq 28.57cm \therefore (Cumple)$

d) Para columnas:

3. La menor dimensión de la columna  $\geq 30cm$

La menor dimensión de la columna es  $55cm \geq 30\ cm \therefore (Cumple)$

4.  $\frac{b}{h} \geq 0.40$

$$\frac{55}{55} = 1.00 > 0.40 \therefore (Cumple)$$

5. La dimensión mínima de la columna ( $h$ ) no será menor que:

$$h = \frac{0.08 f_y d_{bvi\grave{g}a} (\text{mayor diámetro})}{\sqrt{f_c}}$$

$$h = \frac{0.08 * 4200 * \left(\frac{6}{8} * 2.54\right)}{\sqrt{250}} = 40.48 \text{ cm}$$

$$h_{colx} = 55 \text{ cm} \geq 40.48 \text{ cm} \therefore \text{Cumple}$$

Paso 4. Verificar el refuerzo longitudinal de la columna.

a) La cuantía geométrica ( $\rho$ ) está entre 0.01 y 0.06 ( $\rho = \frac{A_s}{A_g}$ )

$$0.01 \leq \rho \leq 0.06$$

$$A_s = \frac{12 * \pi * \left(\frac{6}{8} * 2.54\right)^2}{4} = 34.20 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{34.20}{(55)(55)} = 0.011, \quad 0.01 \leq 0.011 \leq 0.06 \text{ (ok)}$$

Paso 5. Verificar el confinamiento del nodo:

Dirección X

b)  $b_b \geq \frac{3}{4} b_c$

$$\frac{3}{4} (55 \text{ cm}) = 41.25 \text{ cm}$$

$$b_{bx} = 50\text{cm} > 41.25\text{cm} \therefore (\text{Cumple})$$

Al cumplirse la condición anterior, la cara a la que llega la viga en X está confinada.

Dirección Y

$$\text{b) } b_b \geq \frac{3}{4} b_c$$

$$\frac{3}{4}(55\text{cm}) = 41.25\text{cm}$$

$$b_{by} = 125\text{cm} > 41.25\text{cm} \therefore (\text{Cumple})$$

Al cumplirse la condición anterior, la cara a la que llega la viga en Y está confinada.

Paso 6. Verificar el refuerzo transversal de la columna en el nodo.

e) Realizar un arreglo inicial del refuerzo transversal

Ídem procedimiento ACI 352R – 02

f) Calcular el área de acero colocado en el punto anterior ( $A_{sh_{col}}$ ) para ambas direcciones (X, Y)

Ídem procedimiento ACI 352R – 02

- g) Calcular la separación máxima centro a centro entre ligaduras:

Ídem procedimiento ACI 352R – 02

- h) Calcular el acero requerido  $A_{s_{req}}$  en ambas direcciones (X, Y)

Ídem procedimiento ACI 352R – 02

Paso 7. Verificar el refuerzo transversal de la columna en la zona confinada.

Ídem procedimiento ACI 352R – 02

Paso 8. Calcular los momentos máximos probables de las vigas.

Dirección Y

Momento Negativo

$$A_s = \frac{8 * \pi * \left(\frac{6}{8} * 2.54\right)^2}{4} = 22.80 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{(22.80) \text{ cm}^2 * 1.25 * 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 * 280 \text{ kg/cm}^2 * 125 \text{ cm}} = 4.02 \text{ cm}$$

$$M_{pr1} = 22.80 * 1.25 * 4200 \left[ (50 - 6) - \frac{4.02}{2} \right]$$

$$M_{pr1} = 50262.03 \text{ kgf.m}$$

Dirección X

Momento Negativo

$$A_s = \frac{3 * \pi * \left(\frac{6}{8} 2.54\right)^2}{4} = 8.55 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{(8.55) \text{ cm}^2 * 1.25 * 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 * 280 \text{ kg/cm}^2 * 50 \text{ cm}} = 3.77 \text{ cm}$$

$$M_{pr1} = 8.55 * 1.25 * 4200 \left[ (50 - 6) - \frac{3.77}{2} \right]$$

$$M_{pr1} = 18905.36 \text{ kgf.m}$$

Momento Positivo

$$A_s = \frac{2 * \pi * \left(\frac{6}{8} 2.54\right)^2}{4} = 5.70 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{(5.70) \text{ cm}^2 * 1.25 * 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 * 280 \text{ kg/cm}^2 * 50 \text{ cm}} = 2.51 \text{ cm}$$

$$M_{pr2} = 5.70 * 1.25 * 4200 \left[ (50 - 6) - \frac{2.51}{2} \right]$$

$$M_{pr2} = 12791.73 \text{ kgf.m}$$

Paso 9. Calcular los cortes de la columna,  $V_{col}$ , en ambas direcciones (X,Y).

Dirección X

$$V_{col X} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{\ell_u} = \frac{18905.36 + 12791.73}{3.50m} = 9056.31kgf$$

Dirección Y

$$V_{col Y} = \frac{M_{prb}}{\ell_u} = \frac{50262.03}{3.50m} = 14360.58kgf$$

Paso 10. Calcular el corte último del nodo,  $V_u$ , en ambas direcciones (X,Y)

Dirección X

$$V_{u X} = T_{b1} + C_{b2} - V_{col X}$$

Donde:

$$T_{b1} = \alpha f_y (A_{s1}) = 1.25 * 4200 * (8.55) = 44887.50 kgf$$

$$C_{b2} = A_{s2} \alpha f_y = 5.70 * 1.25 * 4200 = 29925kgf$$

$$V_{u X} = 44887.50kg + 29925kg - 9056.31 kg = 65756.19kgf$$

$$V_{u X} = 65756.19kgf$$

Dirección Y

$$V_{u Y} = T_{b1} - V_{col Y}$$

Donde:

$$T_{b1} = \alpha f_y (A_{s1}) = 1.25 * 4200 * (22.80) = 119700 \text{ kgf}$$

$$V_u = 119700 \text{ kg} - 14360.58 \text{ kg} = 105339.42 \text{ kgf}$$

$$V_{uY} = 105339.42 \text{ kgf}$$

Paso 11. Calcular el corte teórico del nodo en cada dirección:

- e) Seleccionar el valor de  $\gamma$

De la tabla 4.3 se obtiene un valor de  $\gamma$  igual a 4

- f) Determinar la anchura efectiva del nodo,  $b_j$ .

$$b_j = \text{Mín} \begin{cases} b_w + h_j \\ b_w + 2x \end{cases}$$

Dirección Y

Cuando las vigas son de igual o mayor anchura de la columna.  $b_j = b_c = b_{jY} = 55 \text{ cm}$

Dirección X

$$b_{jx} = \text{Mín} \begin{cases} b_w + 2x = 50 + 2(2.5) = 55 \text{ cm (ok)} \\ b_w + h_j = 50 + 55 = 105 \end{cases}$$

- g) Calcular el área efectiva del nodo  $A_j = b_j h_j$

$$A_{jx} = A_{jy} = (55)(55) = 3025cm^2$$

h) Sustituyo los valores obtenidos anteriormente en la ecuación del corte teórico:  $V_c = \gamma\sqrt{f'_c}A_j$

$$V_{cx} = V_{cy} = 4(\sqrt{280})(3025) = 202471.73 \text{ Kgf}$$

Paso 12. Verificar :  $\phi V_n \geq V_u$  , donde  $\phi = 0.85$

Dirección X

$$\phi V_{cx} = 0.85 * (202471.73) = 172700.97kgf$$

$$V_{ux} = 65756.19kg$$

$$\phi V_{nx} \geq V_{ux} \therefore \text{Cumple}$$

Dirección Y

$$\phi V_{cy} = 0.85 * (202471.73) = 172700.97kgf$$

$$V_{uy} = 105339.42kg$$

$$\phi V_{ny} \geq V_{uy} \therefore \text{Cumple}$$

Paso 13. Calcular la relación  $\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}}$

Ídem procedimiento ACI 352R – 02

Paso 14. Verificar el refuerzo transversal de la viga.

Ídem procedimiento ACI 352R – 02

Paso 15. Verificar la longitud de anclaje  $l_{dh}$  (solo para barras de vigas que se anclan al nodo):

En la dirección X el acero pasa a través de l nodo por lo tanto no se le aplica este chequeo, pero en la dirección Y si se ancla al nodo.

a) Obtener el valor de  $l_{dh}$

$$l_{dh} = \frac{\alpha f_y d_b}{17.2 \sqrt{f'_c}} = \frac{(1.25)(4200) \left(\frac{6}{8} * 2.54\right)}{17.2 \sqrt{280}} = 34.75 \text{ cm}$$

$$\text{Sabido que, } l_{dh} \geq \text{Mín} \begin{cases} 8d_b \text{ viga} = 8 \left(\frac{6}{8}\right) * 2.54 = 15.24 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Se toma  $l_{dh} = 34.75 \text{ cm}$

b) No aplica ya que se usa concreto con agregados de peso normal.

c) Determinar el espacio disponible en la columna en ambos sentidos (X, Y)

Dirección Y

$$\text{Espacio disponible} = b_c - 2Rc - d_{\text{estribo}}$$

$$\text{Espacio disponible} = 55\text{cm} - 2(4\text{cm}) - 3/8 * 2.54 = 46.05\text{cm}$$

f) Comparar el Espacio disponible con  $l_{dh}$

Si  $l_{dh} \leq$  Espacio Disponible Y, cumple.

$$l_{dh} = 34.75\text{cm} \leq 46.05\text{cm} \therefore (\text{Cumple})$$

## **ANEXOS**

# **NORMA VENEZOLANA 1753-2006**

## **PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS EN CONCRETO ESTRUCTURAL**

Versión Definitiva presentada por el SC-1 ante el CT-3 el 16-08-06 para su aprobación por el Consejo Superior de FONDONORMA y posterior envío al SENCAMER para su publicación en Gaceta Oficial por el MILCO  
Distribución Electrónica Gratuita

**Caracas, Agosto 2006**

**ACI 318S-05  
ACI 318SR-05**

**Requisitos de Reglamento para  
Concreto Estructural (ACI 318S-05)  
y Comentario (ACI 318SR-05)**  
(Versión en español y en sistema métrico)  
Es un Estándar del ACI

Producido por el Comité ACI 318

**american concrete institute**  
P.O. BOX 9094  
FARMINGTON HILLS, MICHIGAN 48333-9094  
USA

**ACI 352R-02**

# Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures

Reported by Joint ACI-ASCE Committee 352

John F. Bonacci\*  
Chair

Sergio M. Alcocer†  
Secretary

James R. Cagley  
Marvin E. Criswell  
Catherine E. French  
Luis E. Garcia  
T. Russell Gentry\*  
Theodor Krauthammer  
Michael E. Kreger\*

James M. LaFave\*  
Douglas D. Lee  
Roberto T. Leon  
Donald F. Meinheit  
Jack P. Moehle  
Stavroula J. Pantazopoulou

Patrick Paultre  
M. Saïid Saïidi  
Bahram M. Shahrooz  
John W. Wallace  
James K. Wight  
Loring A. Wylie, Jr.

\*Member of editorial subcommittee.  
†Chair of editorial subcommittee.

*Recommendations are given for member proportions, confinement of the column core in the joint region, control of joint shear stress, ratio of column-to-beam flexural strength at the connection, development of reinforcing bars, and details of columns and beams framing into the joint. Normal type is used for recommendations. Commentary is provided in italics to amplify the recommendations and identify available reference material.*

*The recommendations are based on laboratory testing and field studies and provide a state-of-the-art summary of current information. Areas needing research are identified. Design examples are presented to illustrate the use of the design recommendations.*

**Keywords:** anchorage; beam; beam-column; bond; columns; confined concrete; high-strength concrete; joints; reinforced concrete; reinforcement; reinforcing steel; shear strength; shear stress.

ACI Committee Reports, Guides, Standard Practices, and Commentaries are intended for guidance in planning, designing, executing, and inspecting construction. This document is intended for the use of individuals who are competent to evaluate the significance and limitations of its content and recommendations and who will accept responsibility for the application of the material it contains. The American Concrete Institute disclaims any and all responsibility for the stated principles. The Institute shall not be liable for any loss or damage arising therefrom.

Reference to this document shall not be made in contract documents. If items found in this document are desired by the Architect/Engineer to be a part of the contract documents, they shall be restated in mandatory language for incorporation by the Architect/Engineer.

## CONTENTS

### Chapter 1—Introduction, scope, and definitions, p. 352R-2

- 1.1—Introduction
- 1.2—Scope
- 1.3—Definitions

### Chapter 2—Classification of beam-column connections, p. 352R-3

- 2.1—Loading conditions
- 2.2—Connection geometry

### Chapter 3—Design considerations, p. 352R-3

- 3.1—Design forces and resistance
- 3.2—Critical sections
- 3.3—Member flexural strength
- 3.4—Serviceability

### Chapter 4—Nominal strength and detailing requirements, p. 352R-6

- 4.1—Column longitudinal reinforcement
- 4.2—Joint transverse reinforcement
- 4.3—Joint shear for Type 1 and Type 2 connections
- 4.4—Flexure
- 4.5—Development of reinforcement
- 4.6—Beam transverse reinforcement

ACI 352R-02 supersedes ACI 352R-91 (Reapproved 1997) and became effective June 18, 2002.

Copyright © 2002, American Concrete Institute.  
All rights reserved including rights of reproduction and use in any form or by any means, including the making of copies by any photo process, or by electronic or mechanical device, printed, written, or oral, or recording for sound or visual reproduction or for use in any knowledge or retrieval system or device, unless permission in writing is obtained from the copyright proprietors.

## Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 1/5

<b>Título</b>	APLICACIÓN DE PROCEDIMIENTOS PARA EL DISEÑO DE NODOS VIGA-COLUMNA EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO, BASADOS EN LA NORMA VENEZOLANA 1753-2006 Y LAS RECOMENDACIONES ACI 352R-02.
<b>Subtítulo</b>	

### Autor(es)

<b>Apellidos y Nombres</b>	<b>Código CVLAC / e-mail</b>	
Padilla W., Jesús F	<b>CVLAC</b>	19.076.103
	<b>e-mail</b>	jeferpada@hotmail.com
	<b>e-mail</b>	
	<b>CVLAC</b>	
	<b>e-mail</b>	
	<b>e-mail</b>	
	<b>CVLAC</b>	
	<b>e-mail</b>	
	<b>e-mail</b>	
	<b>CVLAC</b>	
	<b>e-mail</b>	
	<b>e-mail</b>	

### Palabras o frases claves:

ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO
NODO VIGA COLUMNA
DISEÑO DE NODOS
PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO DE NODOS
NORMA 1753-2006
ACI 352

## Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 2/5

### Líneas y sublíneas de investigación:

Área	Subárea
CIENCIAS DE LA TIERRA	INGENIERIA CIVIL

### Resumen (abstract):

Este trabajo de grado se propone, aplicar procedimientos para el diseño de Nodos Viga - Columna en estructuras de concreto reforzado, basados en la norma venezolana 1753-2006 “Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural” y la ACI 352R-02 “Recomendaciones para el Diseño de Conexiones Viga Columna en Estructuras Monolíticas de Concreto Reforzado”. El nivel de investigación es de tipo descriptivo y con un diseño documental. Se estableció un marco referencial con bases teóricas y bases legales que incluyeron una selección del articulado que contempla los criterios para el diseño de nodos bajo fuerzas sísmicas severas. Posteriormente, se estableció una comparación mediante una tabla para verificar que tanto coinciden o difieren una norma con respecto a la otra en los chequeos a realizar para asegurar la integridad del nodo; en base a estos criterios, se desarrollaron procedimientos de diseño mediante los cuales se resolvieron 5 problemas típicos. Finalmente se analizaron los resultados y se observó que ambas normas son muy similares y en los ejercicios se observa repetidamente que la contribución del acero de la losa usada por la ACI influye decisivamente sobre el cálculo de momentos probables y cortes de la columna.

## Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 3/5

**Contribuidores:**

Apellidos y Nombres	ROL / Código CVLAC / e-mail	
Grus, Carlos	<b>ROL</b>	CA <input type="checkbox"/> AS <input checked="" type="checkbox"/> TU <input type="checkbox"/> JU <input type="checkbox"/>
	<b>CVLAC</b>	8.886.972
	<b>e-mail</b>	cmgrus@gmail.com
	<b>e-mail</b>	
Grieco, Giovanni	<b>ROL</b>	CA <input type="checkbox"/> AS <input type="checkbox"/> TU <input type="checkbox"/> JU <input checked="" type="checkbox"/>
	<b>CVLAC</b>	8.868.256
	<b>e-mail</b>	griecogiov@yahoo.com
	<b>e-mail</b>	
Pérez, Rogelio	<b>ROL</b>	CA <input type="checkbox"/> AS <input type="checkbox"/> TU <input type="checkbox"/> JU <input checked="" type="checkbox"/>
	<b>CVLAC</b>	5.553.168
	<b>e-mail</b>	rperezs162@gmail.com
	<b>e-mail</b>	
	<b>ROL</b>	CA <input type="checkbox"/> AS <input type="checkbox"/> TU <input type="checkbox"/> JU <input type="checkbox"/>
	<b>CVLAC</b>	
	<b>e-mail</b>	
	<b>e-mail</b>	

**Fecha de discusión y aprobación:**

Año	Mes	Día
2010	10	13

**Lenguaje:** spa

## Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 4/5

### Archivo(s):

Nombre de archivo	Tipo MIME
Tesis. Aplicación de procedimientos para diseños de nodos.doc	Application/msword

Caracteres permitidos en los nombres de los archivos: **A B C D E F G H I J K L M N O P Q R S T U V W X Y Z a b c d e f g h i j k l m n o p q r s t u v w x y z 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 \_ - .**

### Alcance:

**Espacial:** VENEZUELA (Opcional)

**Temporal:** 10 AÑOS (Opcional)

**Título o Grado asociado con el trabajo:** INGENIERO CIVIL

**Nivel Asociado con el Trabajo:** PREGRADO

**Área de Estudio:** DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL

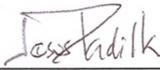
**Institución(es) que garantiza(n) el Título o grado:** Universidad de Oriente

## Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 5/5

**Derechos:**

**De acuerdo al artículo 44 del reglamento de trabajos de grado  
“Los Trabajos de grado son exclusiva propiedad de la  
Universidad de Oriente y solo podrán ser utilizadas a otros  
fines con el consentimiento del consejo de núcleo respectivo,  
quien lo participara al Consejo Universitario”**

Condiciones bajo las cuales los autores aceptan que el trabajo sea distribuido. La idea es dar la máxima distribución posible a las ideas contenidas en el trabajo, salvaguardando al mismo tiempo los derechos de propiedad intelectual de los realizadores del trabajo, y los beneficios para los autores y/o la Universidad de Oriente que pudieran derivarse de patentes comerciales o industriales.



**AUTOR 1**

\_\_\_\_\_

**AUTOR 2**

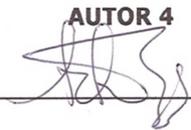
\_\_\_\_\_

**AUTOR 3**



**TUTOR**

\_\_\_\_\_



**JURADO 1**



**JURADO 2**

**POR LA SUBCOMISIÓN DE TESIS:**

