



**REPUBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS**



**DETERMINACIÓN DE LA DUCTILIDAD GLOBAL DE SISTEMAS
ESTRUCTURALES APORTICADOS DE CONCRETO ARMADO, A
PARTIR DE LA DUCTILIDAD LOCAL DE LOS MIEMBROS.**

AUTOR:

Angola A. Gabriel E.

TUTOR:

Ing. Núñez C. Eduardo

Bárbula, junio de 2012



**REPUBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS**



**DETERMINACIÓN DE LA DUCTILIDAD GLOBAL DE SISTEMAS
ESTRUCTURALES APORTICADOS DE CONCRETO ARMADO, A
PARTIR DE LA DUCTILIDAD LOCAL DE LOS MIEMBROS.**

Trabajo especial de grado presentado ante la ilustre Universidad de Carabobo
para optar al título de ingeniero civil

AUTOR:

Angola A. Gabriel E.

TUTOR:

Ing. Núñez C. Eduardo

Bárbula, junio de 2012



**REPUBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS**



CERTIFICADO DE APROBACION

Nosotros los abajo firmantes, miembros del jurado seleccionado para la evaluación del trabajo especial de grado titulado: “DETERMINACIÓN DE LA DUCTILIDAD GLOBAL DE SISTEMAS ESTRUCTURALES APORTICADOS DE CONCRETO ARMADO, A PARTIR DE LA DUCTILIDAD LOCAL DE LOS MIEMBROS”, realizada por el bachiller Angola A. Gabriel, para optar al título de Ingeniero Civil, estimamos que el mismo reúne los requisitos para ser considerado aprobado.

Prof. Eduardo Núñez C

Prof. Fernando Villalobos

Prof. Edson Martínez

Agradecimientos.

A Dios, por todas las bendiciones que me ha dado durante mi vida, las cuales me han podido llevar a mi desarrollo como persona y profesional.

A mi familia, abuela, tíos, tías, primos y primas, que me aguantaron durante mi desarrollo profesional, muchas gracias por ese gran respaldo y cariño.

A mi madre y hermanos, por su cariño y apoyo; y esperando poder compartir este éxito con ellos y así mismo pronto disfrutar del de ellos, ¡animo!

A Yoyi, por compartir conmigo, dándome su cariño y apoyo incondicional.

A mi profesor y tutor Eduardo Núñez, por la dedicación y respaldo durante las clases y el desarrollo de este trabajo de grado.

A mis panas y compañeros de clase Niwaldo, Deivis, Jose Poker, Vanesas, Salva, Alci, Pablo, Cabrera, Jese, Morita, Rosita, Erika, Capolero, entre muchos otros que conocí durante mi crecer profesional, por su apoyo y colaboración.

Al profesor Villalobos por el apoyo, además los profesores que me enseñaron durante mi carrera y que hacen de un pobre cristiano un buen profesional.

A las chicas que atienden Belkis, Pao, Jeni, Susi, Francia, Carolina, Clau y Juanita, por el montón de veces que les busque y me colaboraron.

A todas las personas que han pasado por mi vida dejándome algo. Como diría esa frase algo trillada, “¡GRACIAS TOTALES!”

Dedicatoria.

Este logro se lo dedico a papá Dios, por las bendiciones que me ha dado y porque sin él, esto no sería posible.

Dedicado a Ana Catalina, que espero poder conocer y compartir con ella como familia con su papá.

Dedicado a mi familia, seres queridos y amigos, logro que sin ellos no hubiera podido alcanzar.

A mi tutor el profesor Eduardo Núñez, por toda su colaboración, tiempo y apoyo.

**Universidad de Carabobo
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil
Departamento de Estructuras**

**Determinación de la ductilidad global de sistemas estructurales
aportados de concreto armado, a partir de la ductilidad local de los
miembros.**

Autor: Angola A. Gabriel E.
Tutor: Ing. Eduardo Núñez C.
Junio 2012

RESUMEN

En el presente trabajo de grado se expone el procedimiento para el cálculo de las ductilidades locales y globales de estructuras aportados de concreto armado, además se hace una comparación entre el factor de reducción de respuesta asumido a inicio de cálculos con el capaz de desarrollar las estructuras según la relación matemática de la teoría estudiada y verificado con un Análisis No Lineal Estático.

Para el cálculo de la ductilidad local se estudia el elemento en el rango inelástico, teniendo en cuenta dos (2) tipos de criterios (CS y CCS). Con esta ductilidad y la relación que esta tiene con la ductilidad capaz de desarrollar la estructura, se puede asociar un factor de reducción de respuesta que puede llevar acabo la estructura ante un evento sísmico elevado.

De los resultados arrojados se nota la diferencia que existe entre los dos criterios, siendo más importante y/o notoria la diferencia en unos casos más que en otros; además se ve como el Análisis No Lineal Estático corrobora la teoría utilizada y los resultados obtenidos.

Palabras claves: Estructura, Ductilidad global, ductilidad local, concreto armado.



INTRODUCCIÓN

Desde el inicio de los análisis de las estructuras de concreto armado, el conocimiento o el estudio de la ductilidad era poco estimado, ya que les era irrelevante siempre que se tuviese una alta resistencia de la estructura. Nuevos estudios, que se desarrollaron en gran parte por las consecuencias de eventos sísmicos que se presentaron en varias partes del mundo, dieron lugar a conceptos como la disipación de energía inducida a la estructura por medio de la deformación de los elementos de la misma, lo que se conoce hoy día como la ductilidad.

En la actualidad la norma vigente (Norma COVENIN 1756-2001 “Edificaciones Sismoresistentes” y norma COVENIN 1753-2003 “Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural”) no obliga su determinación, ya que asume el cumplimiento de ductilidad, si se cumplen requisitos de diseño. Puede decirse entonces que el análisis de ductilidades en secciones de concreto armado proporciona una herramienta adicional en el diseño sismoresistente en sistemas estructurales de pórticos resistentes a momento en concreto armado.

Basado en los estudios de estructuras de concreto con enfoque sismoresistente, se ha determinado que la obtención de la ductilidad de las estructuras es de suma importancia, ya que esta aporta la capacidad de un buen comportamiento ante acciones sísmicas, que favorece mecanismos dúctiles ante eventos sísmicos moderados y altos; por esta razón son varios los países que están en la investigación y al mismo tiempo revisando y actualizando los parámetros o requisitos dentro de sus respectivas normativas para la construcción de estas estructuras; siendo si se quiere, un movimiento mundial.



El presente trabajo de grado, pretende incorporar herramientas para su obtención y mostrar la importancia del cálculo de la ductilidad en una estructura de concreto armado en zonas de elevado riesgo sísmico; se hace necesario una manera de realizar el cálculo de la ductilidad de forma más sencilla que los complejos análisis y fórmulas que se presentan en textos relacionados con el tema.

En el Capítulo 1 se expone la justificación del presente trabajo, además de definir los alcances del mismo.

En el Capítulo 2 describe la teoría y fórmulas utilizadas para el cálculo de la ductilidad local de vigas y columnas y como afectan estas la ductilidad global de estructuras aporticadas de concreto.

En el capítulo 3 se indica el procedimiento que se realizó para el cálculo de ductilidades.

En el capítulo 4 se presentan los resultados y análisis de los mismos comparando los criterios utilizados (CS y CCS).

En el Capítulo 5 las conclusiones a las que se llegaron.



INDICE

CERTIFICADO DE APROBACION	2
Agradecimientos.	3
Dedicatoria.	4
RESUMEN.....	5
INTRODUCCIÓN	VII
INDICE	IX
INDICE DE FIGURAS	XI
INDICE DE TABLAS	XV
INDICE DE GRAFICAS	XVI
CAPITULO I.....	- 18 -
EL PROBLEMA	- 18 -
Planteamiento Del Problema.....	- 18 -
Objetivos del trabajo	- 19 -
Justificación.....	- 20 -
Limitación y Alcance	- 21 -
CAPITULO II	- 22 -
MARCO TEORICO.....	- 22 -
Antecedentes	- 22 -
Símbolos Y Abreviaturas	- 23 -
Definición De Términos.....	- 24 -
Diseño Sismoresistente	- 27 -
Suposiciones Para Facilitar Y Realizar Cálculos	- 30 -
Deformación De Miembros Sometidos A Flexión Y Ductilidad De Sección De Viga De Concreto Armado No Confinado	- 31 -
Resistencia De Miembros Sometidos A Flexión Y Carga Axial	- 40 -
Deformaciones De Miembros Con Carga cíclica.....	- 98 -
Ductilidad Global De Una Estructura Con Pórticos Resistentes A Momentos De Concreto Armado.....	- 109 -
CAPITULO III.....	- 119 -
MARCO METODOLOGICO.....	- 119 -



Tipo De Investigación	- 119 -
Diseño De La Investigación	- 119 -
Técnicas e instrumentos de recolección de datos	- 120 -
Descripción de la Metodología	- 120 -
Criterios Utilizados	- 121 -
Paso a Paso.....	- 121 -
CAPITULO IV.....	- 136 -
RESULTADOS Y ANALISIS DE LOS RESULTADOS	- 136 -
Espectros De Diseño	- 136 -
Solicitaciones De Acero Para Los Elementos Vigas Obtenidos Del Software ETABS.....	- 142 -
Área De Acero Para Los Elementos Vigas Con Criterio Sismoresistente Obtenidos Del Software ETABS y Diseño de la sección.....	- 143 -
Áreas De Acero Para Los Elementos Vigas Con Criterio Y Comportamiento Sismoresistente Obtenidos Del Software ETABS Y Diseño De La Sección	- 152 -
Tablas Resumen	- 157 -
Chequeo De Capacidad De Columnas Con CS.....	- 163 -
Chequeo De Capacidad De Columnas Con CCS	- 166 -
Análisis De Resultados En Columnas	- 169 -
Análisis De Resultados En Vigas.....	- 178 -
Información Obtenida Del Análisis No Lineal Estático.....	- 189 -
CAPITULO V	- 197 -
CONCLUSIONES	- 197 -
RECOMENDACIONES	- 199 -
BIBLIOGRAFIA.....	- 200 -



INDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1.</i> Desplazamiento de un marco con movimiento sísmico.....	- 24 -
<i>Figura 2.</i> Desplazamiento de un elemento (vigas) con movimiento sísmico severo.	- 25 -
<i>Figura 3.</i> Esquema de la fuerza de inercia generada por una vibración.....	- 27 -
<i>Figura 4.</i> Sistema de un grado de libertad con amortiguamiento y un histórico de vibración.....	- 28 -
<i>Figura 5</i> Relación de Carga-Deformación de una estructura.....	- 29 -
<i>Figura 6.</i> Comportamiento de la curva carga - deflexión de un miembro a flexión.	- 32 -
<i>Figura 7.</i> Deformación de un miembro a flexión.....	- 33 -
<i>Figura 8.</i> Relación de momento-curvatura para secciones de vigas simplemente reforzadas. a) Sección que falla a tensión, $\rho < \rho_b$. b) Sección que falla a compresión, $\rho > \rho_b$	- 34 -
<i>Figura 9.</i> Relación de Momento-Curvatura para secciones de vigas idealizadas de forma trilineal.	- 35 -
<i>Figura 10.</i> Sección de viga doblemente armada con flexión. a) A la primera cedencia, b) Bajo momento último..	- 36 -
<i>Figura 11.</i> Curvas carga axial-deformación para el acero y el concreto, de una columna de concreto armado ó reforzado, cargado axialmente.	- 41 -
<i>Figura 12.</i> Comparación de Curvas carga total axial-deformación para columnas de estribos y zunchos.	- 45 -
<i>Figura 13.</i> Columnas con estribos y zunchadas.....	- 46 -
<i>Figura 14.</i> Carga equivalente de columnas.	- 47 -
<i>Figura 15.</i> Columnas con refuerzo transversal cargada excéntricamente ($e = 0,5h$) después de la falla. a) Con estribos Columnas. b) Con zunchos.	- 48 -
<i>Figura 16.</i> Sección de columna cargada excéntricamente a la carga ultima.....	- 49 -
<i>Figura 17.</i> Esfuerzos en sección de columna cuando la carga está aplicada en el centroide plástico.	- 51 -
<i>Figura 18.</i> Diagramas de deformaciones para fallas de columnas cargadas excéntricamente.	- 52 -
<i>Figura 19.</i> Diagrama de interacción para una sección de columnas de concreto armado cargado excéntricamente, indicando las combinaciones de carga y excentricidad que provocan la falla.....	- 54 -
<i>Figura 20.</i> Perfiles de deformaciones para columna de concreto armado cargada excéntricamente a carga última.	- 55 -
<i>Figura 21.</i> Curvas de esfuerzo-deformación para cilindros de concreto cargados en compresión uniaxial.....	- 55 -
<i>Figura 22.</i> Sección rectangular de concreto con varillas en una o dos caras.	- 57 -
<i>Figura 23.</i> Aproximación lineal de falla a compresión para una columna de concreto reforzado cargada excéntricamente.....	- 59 -
<i>Figura 24.</i> Aproximación de la falla de compresión de Whitney para una columna de concreto reforzado cargada excéntricamente con refuerzo simétrico.	- 61 -
<i>Figura 25.</i> Sección de columna cargada excéntricamente con varillas en las cuatro caras a carga ultima.	- 63 -
<i>Figura 26.</i> Grafica de diseño para una sección de columna de concreto armado cargada excéntricamente con $\phi = 0,7$; $0,25A_{st}$ en cada cara; $g = 0,7$; $f'_c \leq 4000 \text{ lb/plg}^2$; $f_y = 60000 \text{ lb/plg}^2$	- 65 -
<i>Figura 27.</i> Sección de columna de concreto con flexión biaxial, reforzada simétricamente.....	- 66 -
<i>Figura 28.</i> Sección de columna de concreto con flexión biaxial en la carga ultima.	- 67 -



Figura 29. Formas posibles del área del bloque de esfuerzos de compresión equivalente.....	- 67 -
Figura 30. Sección de concreto reforzado con momentos flexionantes biaxiales cuando se alcanza la resistencia a flexión.....	- 68 -
Figura 31. Superficie de interacción para una columna de concreto armado con flexión biaxial.....	- 71 -
Figura 32. Línea de interacción para una sección de columna rectangular con flexión biaxial bajo P_u constante. ...	- 71 -
Figura 33. Métodos aproximados de diseño para flexión biaxial.	- 73 -
Figura 34. Línea de interacción para columna a flexión biaxial bajo P_u constante.	- 74 -
Figura 35. Líneas de interacción columna con flexión biaxial bajo P_u constante.	- 76 -
Figura 36. Línea de interacción para columna con P_u constante.	- 76 -
Figura 37. Grafica de diseño para una sección de columna de concreto armado cuadrada cargada excéntricamente con la carga a os largo de una diagonal.	- 78 -
Figura 38. Secciones de columna con flexión biaxial. a) Sección cuadrada b) Sección rectangular.	- 78 -
Figura 39. Sección de columna con flexión biaxial.	- 80 -
Figura 40. Grafica de diseño para una sección de columna de concreto reforzado con la carga aplicada a distintos ángulos de excentricidad.	- 81 -
Figura 41. Columna esbelta cargada excéntricamente.....	- 83 -
Figura 42. Diagrama de interacción para una sección de columna de concreto reforzado que ilustra el comportamiento P-M de columnas cortas y largas hasta la falla.	- 83 -
Figura 43. Construcción de diagramas de interacción de columnas esbeltas. a) Comportamiento de columna esbelta b) Diagramas de interacción de columnas esbeltas.	- 85 -
Figura 44. Momentos amplificados en columnas arriostradas. a) Curvatura simple b) Curvatura doble.	- 85 -
Figura 45. Efecto del tipo de curvatura en los diagramas de interacción de columnas esbeltas.	- 86 -
Figura 46. Momento amplificado en columna con desplazamiento lateral.....	- 86 -
Figura 47. Comportamiento de una columna un marco probado por Furlong y Ferguson. a) Espécimen de prueba b) Respuesta medida de carga-momento.	- 88 -
Figura 48. Diagrama de interacción entre carga-momento con la falla según análisis y diseño.....	- 91 -
Figura 49. Longitud efectiva de columnas con desplazamiento lateral impedido.....	- 91 -
Figura 50. Comparación de ecuaciones para rigidez a flexión contra valores teóricos de los diagramas de momento-curvatura. a) Ecuación 51 b) Ecuación 52.....	- 95 -
Figura 51. Longitud efectiva de columnas con desplazamiento lateral permitido.	- 96 -
Figura 52. Modos de pandeo para marcos arriostrados y no arriostrados. a) Arriostrado b) No Arriostrado.	- 96 -
Figura 53. Nomogramas de Jackson y Morland para factores de longitud efectiva de columnas. a) Marcos Arriostrado b) Marcos No Arriostrado.	- 98 -
Figura 54. Curva de esfuerzo-deformación para el acero con característica que ilustra el efecto Bauschinger.	- 99 -
Figura 55. a) Efecto Bauschinger para el acero bajo cargas alternadas b) Idealización elástica-perfectamente plástica para el acero bajo cargas alternadas.	- 100 -
Figura 56. Curvas esfuerzo-deformación para el acero con cargas alternadas a) Curva de carga invertida b) Curvas desarrolladas c) Curvas esqueleto.	- 101 -
Figura 57. Curva de esfuerzo-deformación para el acero con cargas alternadas.	- 102 -
Figura 58. Comparación de esfuerzo-deformación del concreto con cargas cíclicas.	- 104 -



<i>Figura 59. Curvas de esfuerzo-deformación para cilindros de concreto con carga cíclica de compresión axial repetida de alta intensidad.</i>	- 105 -
<i>Figura 60. Curvas momento-curvatura para la sección crítica de la viga 24.</i>	- 106 -
<i>Figura 61. Curvas momento-curvatura para la sección crítica de la viga 27.</i>	- 106 -
Fuente: Park y Paulay 1983.	- 106 -
<i>Figura 62. Curvas momento-curvatura para la probeta de Aoyama con carga axial y flexión.</i>	- 107 -
Fuente: Park y Paulay 1983.	- 107 -
<i>Figura 63. Respuesta idealizada momento-curvatura a) Respuesta de Ramberg-Osgood b) Respuesta de rigidez degradada de Clough.</i>	- 109 -
Fuente: Park y Paulay 1983.	- 109 -
<i>Figura 64. Distribución de curvaturas elásticas y plásticas en una viga en voladizo.</i>	- 110 -
<i>Figura 65. Elástica y momentos en un marco sujeto a cargas laterales.</i>	- 113 -
<i>Figura 66. Mecanismo de falla de un entrepiso por columnas débiles y vigas fuertes.</i>	- 113 -
<i>Figura 67. Mecanismo de falla de un entrepiso por columnas fuertes y vigas débiles.</i>	- 113 -
<i>Figura 68. Mecanismo de falla de entrepiso de un marco por columna débil.</i>	- 116 -
<i>Figura 69. Mecanismo de falla de entrepiso de un marco por columna fuerte y viga débil.</i>	- 117 -
<i>Figura 70. Vista De Planta De La Estructura N°1</i>	- 122 -
<i>Figura 71. Vista De Planta De La Estructura N° 2</i>	- 123 -
<i>Figura 72. Gráfica Del Espectro de Respuesta Para R=1.</i>	- 125 -
<i>Figura 73. Vista isométrica de la estructura N° 2 (5 pisos) desde ETABS.</i>	- 126 -
<i>Figura 74. Ejemplo de la salida de datos, donde se extrae la cantidad de acero solicitado para la estructura N° 1 (5 pisos) con R=3.5 desde ETABS.</i>	- 127 -
<i>Figura 75. Ejemplo del acero diseñado para la estructura N° 2 (5 pisos) con R=3.5</i>	- 128 -
<i>Figura 76. Ejemplo de datos introducidos en hoja de cálculo de ductilidad.</i>	- 130 -
<i>Figura 77. Ejemplo de chequeo de cuantía en hoja de cálculo de ductilidad.</i>	- 130 -
<i>Figura 78. Ejemplo del estudio de la sección antes del agrietamiento en la hoja de cálculo de ductilidad.</i>	- 131 -
<i>Figura 79. Ejemplo del estudio de la sección en la primera cedencia en la hoja de cálculo de ductilidad.</i>	- 132 -
<i>Figura 80. Ejemplo del estudio de la sección despues del agrietamiento en la hoja de cálculo de ductilidad.</i>	- 132 -
<i>Figura 81. Ejemplo de la relación de momentos y curvatura de la sección.</i>	- 133 -
<i>Figura 82. Espectro de diseño para R=3.5 y estructura N°1.</i>	- 136 -
<i>Figura 83. Espectro de diseño para R=4.5 y estructura N°1.</i>	- 137 -
<i>Figura 84. Espectro de diseño para R=6 y estructura N°1.</i>	- 138 -
<i>Figura 85. Espectro de diseño para R=3.5 y estructura N°2.</i>	- 139 -
<i>Figura 86. Espectro de diseño para R=3.5 y estructura N°2.</i>	- 140 -
<i>Figura 87. Espectro de diseño para R=3.5 y estructura N°2.</i>	- 141 -
<i>Figura 88. Ejemplo de las solicitaciones de acero en un pórtico en el eje A desde ETABS.</i>	- 142 -
<i>Figura 89. Ejemplo de la salida de datos, donde se extrae la cantidad de acero solicitado desde ETABS.</i>	- 143 -
<i>Figura 90. Distribución del acero para una luz de viga, estructura N°1 con R=4.5 (vigas de amarre).</i>	- 144 -



Figura 91. Diseño de acero en los ejes 1 y 6 para estructura N°1 R=4.5. - 144 -

Figura 92. Diseño de acero en los ejes 2, 3, 4 y 5 para estructura N°1 R=4.5..... - 145 -

Figura 93. Distribución del acero para una luz de viga, estructura N°1 con R=4.5 (vigas de amarre). - 145 -

Figura 94. Diseño de acero en los ejes A, B, D, E, G y H para estructura N°1 R=4.5..... - 146 -

Figura 95. Diseño de acero en los ejes C y F para estructura N°1 R=4.5..... - 146 -

Figura 96. ANLE de edificio de 5 pisos con CS y R=3.5. - 190 -

Figura 97. ANLE de edificio de 5 pisos con CS y R=4.5. - 190 -

Figura 98. ANLE de edificio de 5 pisos con CS y R=6. - 191 -

Figura 99. ANLE de edificio de 5 pisos con CCS y R=3.5. - 191 -

Figura 100. ANLE de edificio de 5 pisos con CCS y R=4.5. - 192 -

Figura 101. ANLE de edificio de 5 pisos con CCS y R=6. - 192 -

Figura 102. ANLE de edificio de 15 pisos con CS y R=3.5. - 193 -

Figura 103. ANLE de edificio de 15 pisos con CS y R=4.5. - 193 -

Figura 104. ANLE de edificio de 15 pisos con CS y R=6. - 194 -

Figura 105. ANLE de edificio de 15 pisos con CCS y R=3.5. - 194 -

Figura 106. ANLE de edificio de 15 pisos con CCS y R=4.5. - 195 -

Figura 107. ANLE de edificio de 15 pisos con CCS y R=6. - 195 -



INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Comparación De Los Momentos Maximizados Vs Momento Según La Relación P/Pc.	- 93 -
Tabla 2. Valores de cargas.	- 125 -
Tabla 3. Ejemplo de tabla resumen para la estructura de 15 pisos con los R=3.5, R=4.5 y R=6. Con criterio sismoresistente.	- 129 -
Tabla 4. Ejemplo de tabla con las máximas solicitaciones axiales de las columnas en cada nivel para estructura de 15 pisos.	- 134 -
Tabla 5. Ejemplo de tabla resumen para la estructura de 15 pisos con los R=3.5, R=4.5 y R=6. Con criterio y comportamiento sismoresistente.	- 135 -
Tabla 6. Áreas de acero máximas de acero en vigas (a) vigas de carga y b) vigas de amarre) por piso con criterio sismoresistente para la estructura N°1 con R=3.5 en cm ²	- 147 -
Tabla 7. Áreas de acero máximas de acero en vigas (a) vigas de carga y b) vigas de amarre) por piso con criterio sismoresistente para la estructura N°1 con R=4.5 en cm ²	- 148 -
Tabla 8. Áreas de acero máximas de acero en vigas (a) vigas de carga y b) vigas de amarre) por piso con criterio sismoresistente para la estructura N°1 con R=6 en cm ²	- 148 -
Tabla 9. Áreas de acero máximas de acero en vigas (a) vigas de carga y b) vigas de amarre) por piso con criterio sismoresistente para la estructura N°2 con R=3.5 en cm ²	- 149 -
Tabla 10. Áreas de acero máximas de acero en vigas (a) vigas de carga y b) vigas de amarre) por piso con criterio sismoresistente para la estructura N°2 con R=4.5 en cm ²	- 150 -
Tabla 11. Áreas de acero máximas de acero en vigas (a) vigas de carga y b) vigas de amarre) por piso con criterio sismoresistente para la estructura N°2 con R=6 en cm ²	- 151 -
Tabla 12. Áreas de acero máximas de acero en vigas (a) vigas de carga y b) vigas de amarre) por piso con criterio y comportamiento sismoresistente para la estructura N°1 con R=3.5 en cm ²	- 152 -
Tabla 13. Áreas de acero máximas de acero en vigas (a) vigas de carga y b) vigas de amarre) por piso con criterio y comportamiento sismoresistente para la estructura N°1 con R=4.5 en cm ²	- 153 -
Tabla 14. Áreas de acero máximas de acero en vigas (a) vigas de carga y b) vigas de amarre) por piso con criterio y comportamiento sismoresistente para la estructura N°1 con R=6 en cm ²	- 153 -
Tabla 15. Áreas de acero máximas de acero en vigas (a) vigas de carga y b) vigas de amarre) por piso con criterio y comportamiento sismoresistente para la estructura N°2 con R=3.5 en cm ²	- 154 -
Tabla 16. Áreas de acero máximas de acero en vigas (a) vigas de carga y b) vigas de amarre) por piso con criterio y comportamiento sismoresistente para la estructura N°2 con R=4.5 en cm ²	- 155 -
Tabla 17. Áreas de acero máximas de acero en vigas (a) vigas de carga y b) vigas de amarre) por piso con criterio y comportamiento sismoresistente para la estructura N°2 con R=6 en cm ²	- 156 -
Tabla 18. Resumen de la estructura N°1 con criterio sismoresistente con los R=3.5, R=4.5 y R=6.	- 157 -
Tabla 19. Resumen de la estructura N°1 con criterio sismoresistente con los R=3.5, R=4.5 y R=6.	- 158 -
Tabla 20. Resumen de la estructura N°2 con criterio sismoresistente con los R=3.5, R=4.5 y R=6.	- 158 -
Tabla 21. Resumen de la estructura N°2 con criterio sismoresistente con los R=3.5, R=4.5 y R=6.	- 159 -
Tabla 22. Resumen de la estructura N°1 con criterio y comportamiento sismoresistente con los R=3.5, R=4.5 y R=6.	- 160 -



Tabla 23. Resumen de la estructura N°1 con criterio y comportamiento sismoresistente con los R=3.5, R=4.5 y R=6. -	160
-	
Tabla 24. Resumen de la estructura N°2 con criterio y comportamiento sismoresistente con los R=3.5, R=4.5 y R=6. -	161
-	
Tabla 25. Resumen de la estructura N°2 con criterio y comportamiento sismoresistente con los R=3.5, R=4.5 y R=6. -	162
-	
Tabla 26. Máximas solicitaciones axiales de las columnas en cada nivel para estructura N°1 con criterio sismoresistente y R=3.5	163
Tabla 27. Máximas solicitaciones axiales de las columnas en cada nivel para estructura N°1 con criterio sismoresistente y R=4.5	163
Tabla 28. Máximas solicitaciones axiales de las columnas en cada nivel para estructura N°1 con criterio sismoresistente y R=6.	164
Tabla 29. Máximas solicitaciones axiales de las columnas en cada nivel para estructura N°2 con criterio sismoresistente y R=3.5	164
Tabla 30. Máximas solicitaciones axiales de las columnas en cada nivel para estructura N°2 con criterio sismoresistente y R=4.5	165
Tabla 31. Máximas solicitaciones axiales de las columnas en cada nivel para estructura N°2 con criterio sismoresistente y R=6.	165
Tabla 32. Máximas solicitaciones axiales de las columnas en cada nivel para estructura N°1 con criterio y comportamiento sismoresistente y R=3.5.....	166
Tabla 33. Máximas solicitaciones axiales de las columnas en cada nivel para estructura N°1 con criterio y comportamiento sismoresistente y R=4.5.....	167
Tabla 34. Máximas solicitaciones axiales de las columnas en cada nivel para estructura N°1 con criterio y comportamiento sismoresistente y R=6.	167
Tabla 35. Máximas solicitaciones axiales de las columnas en cada nivel para estructura N°2 con criterio y comportamiento sismoresistente y R=3.5.....	168
Tabla 36. Máximas solicitaciones axiales de las columnas en cada nivel para estructura N°2 con criterio y comportamiento sismoresistente y R=4.5.....	168
Tabla 37. Máximas solicitaciones axiales de las columnas en cada nivel para estructura N°2 con criterio y comportamiento sismoresistente y R=6.	169
Tabla 38. Tabla de resultados del Análisis No Lineal Estático de las dos estructuras estudiadas con sus diferentes criterios y R de análisis.	196

INDICE DE GRAFICAS

Grafica 1. Ductilidad local de columnas en edificio de 5 pisos, para CS y CCS.	170
Grafica 2. Ductilidad local de columnas en edificio de 15 pisos, para CS y CCS.	171
Grafica 3. Área de concreto en columnas por nivel en el edificio de 5 pisos.	171
Grafica 4. Área de acero en columnas por nivel en el edificio de 5 pisos.	172
Grafica 5. Área de concreto en columnas por nivel en el edificio de 15 pisos.	173



Grafica 6. Área de acero en columnas por nivel en el edificio de 15 pisos.	174 -
Grafica 7. Límite de la falla frágil y falla fluente de columnas en edificio de 5 pisos.	174 -
Grafica 8. Límite de la falla frágil y falla fluente de columnas en edificio de 15 pisos.	175 -
Grafica 9. Relación entre la carga axial máxima aplicada y la capacidad de la columna en cada nivel para estructura N°1.	176 -
Grafica 10. Relación entre la carga axial máxima aplicada y la capacidad de la columna hasta el nivel 5 para estructura N°2.	177 -
Grafica 11. Cantidad de vigas de carga por sección en edificio de 5 pisos.	178 -
Grafica 12. Área de concreto en vigas de carga por nivel en el edificio de 5 pisos.	178 -
Grafica 13. Área de acero en vigas de carga por nivel en el edificio de 5 pisos.	179 -
Grafica 14. Cantidad de vigas de amarre por sección en edificio de 5 pisos.	179 -
Grafica 15. Área de concreto en vigas de amarre por nivel en el edificio de 5 pisos.	180 -
Grafica 16. Área de acero en vigas de amarre por nivel en el edificio de 5 pisos.	180 -
Grafica 17. Ductilidad local de vigas en edificio de 5 pisos.	181 -
Grafica 18. Ductilidad global capaz de desarrollar las vigas en edificio de 5 pisos.	181 -
Grafica 19. Factor de reducción de respuesta (R) calculado que pueden llevar acabo las vigas del edificio de 5 pisos.	182 -
Grafica 20. Cantidad de vigas de carga por sección en edificio de 15 pisos.	183 -
Grafica 21. Área de concreto en vigas de carga por nivel en el edificio de 15 pisos.	183 -
Grafica 22. Área de acero en vigas de carga por nivel en el edificio de 15 pisos.	184 -
Grafica 23. Cantidad de vigas de amarre por sección en edificio de 15 pisos.	184 -
Grafica 24. Área de concreto en vigas de amarre por nivel en el edificio de 15 pisos.	185 -
Grafica 25. Área de acero en vigas de amarre por nivel en el edificio de 15 pisos.	185 -
Grafica 26. Ductilidad local de vigas de carga en edificio de 15 pisos.	186 -
Grafica 27. Ductilidad local de vigas de amarre en edificio de 15 pisos.	187 -
Grafica 28. Ductilidad global capaz de desarrollar las vigas de carga en edificio de 15 pisos.	187 -
Grafica 29. Ductilidad global capaz de desarrollar las vigas de amarre en edificio de 15 pisos.	188 -
Grafica 30. Factor de reducción de respuesta (R) calculado que pueden llevar acabo las vigas de carga del edificio de 15 pisos.	188 -
Grafica 31. Factor de reducción de respuesta (R) calculado que pueden llevar acabo las vigas de amarre del edificio de 15 pisos.	189 -



CAPITULO I

EL PROBLEMA

Planteamiento Del Problema

En las regiones expuestas a sismos, una consideración muy importante en el diseño es la ductilidad de la estructura cuando se le sujeta cargas del tipo sísmico. Ello se debe a que la filosofía actual del Diseño Sismoresistente se apoya en la absorción y disipación de energía, mediante deformación inelástica para la supervivencia en los sismos intensos. La que no cumpla este requisito debe diseñarse para fuerzas sísmicas mayores, dando como resultados secciones mucho más resistentes y rígidas.

En la Norma Venezolana 1756-2001 Edificaciones Sismoresistente se comenta la necesidad de elementos dúctiles para la disipación de energía por medio de deformaciones en el rango inelástico y se hacen ciertas calificaciones cualitativas (Nivel De Diseño Y Tipos De Sistemas Estructurales Resistentes A Sismos) que dan lugar a un factor de reducción de respuesta, que tiene una estrecha relación con la ductilidad, pero que en ningún momento se calcula sino que se estima según las calificaciones descritas anteriormente.

Para un adecuado análisis de comportamiento, el ingeniero debe chequear valores para examinar y comparar, y de esta manera poder dar de forma razonable la respuesta del análisis; uno de los valores mencionados anteriormente es el de la ductilidad.



Objetivos del trabajo

Objetivo General:

Determinar la ductilidad global de sistemas estructurales en Pórticos Resistentes a Momento en Concreto Armado, a partir de la ductilidad local de los miembros.

Objetivos Específicos:

- Determinar la ductilidad global y local de Sistemas Estructurales en Pórticos Resistentes a Momento en Concreto Armado.
- Formular una metodología para determinar la ductilidad de miembros sometidos a flexión.
- Formular una metodología para determinar la ductilidad de miembros sometidos a flexocompresión.
- Determinar una relación entre el factor de reducción de respuesta y la ductilidad local en miembros de concreto armado.



Justificación

- En el diseño de estructuras de concreto armado, uno de los factores de gran influencia para su cálculo es la capacidad de los elementos para disipar la energía transmitida por los sismos, lo que es conocido como ductilidad.
- La ductilidad de una estructura es de gran importancia en el Diseño Sismoresistente, se debe conocer la misma para cada caso en particular, por esta razón es necesario la herramienta para obtener su valor.



Limitación y Alcance

En el presente trabajo de grado se determinara un método de cálculo para elementos de vigas y columnas de concreto armado sin confinar en forma rectangular a manera de pórtico plano, sin tomar en cuenta muros, elementos de mampostería, refuerzos diagonales entre otros; por razones de tiempo, complejidad de análisis y cálculo.

Los elementos locales dentro de la estructura varían entre sí sus características, dependiendo de su ubicación dentro de la misma, por esta razón se buscara determinar el elemento más representativo, con las características críticas para obtener su comportamiento dentro de la estructura.

Se determinara la relación numérica entre la ductilidad local de elementos con la ductilidad global de un pórtico plano de la estructura, para así permitir un inicio del análisis global y con esto poder prever de alguna manera el comportamiento de la estructura ante la incursión de fuerzas sísmicas; partiendo desde el conocimiento de la cuantificación de elementos locales.

Para la determinación de la ductilidad local en vigas, se calculara por medio del análisis de los límites de las regiones de cedencia y de rotura cuando en elemento esta en flexión pura. Para la determinación de ductilidad local de columnas, se analizara la carga axial que afecta al elemento, y como afecta la capacidad a flexión. Escogiendo un componente critico se determinara la ductilidad del pórtico, y se hará la comparación con la ductilidad del pórtico obtenido por el software SAP 2000 por medio del análisis modal y no lineal del sistema.



CAPITULO II

MARCO TEORICO

Antecedentes

A continuación se citan dos (2) libros, los cuales constituyen antecedentes bibliográficos en lo que respecta al Diseño Sismoresistente de Estructuras, donde se desarrolla los métodos de análisis de estructuras, dentro de las cuales están las estructuras sismoresistentes de concreto armado del tipo de pórticos resistentes a momentos; los cuales servirán para orientar la realización del presente trabajo.

R. Park, T. Paulay “Estructuras De Concreto Reforzado”. Donde se comentan métodos y procedimientos de cálculo de la ductilidad de elementos de vigas y columnas, además de que contiene una referencia histórica referente al tema.

Enrique Bazán, Roberto Meli “Diseño Sísmico De Edificios”. En esta publicación se proporciona información referente al cálculo de la ductilidad de un pórtico en función de secciones críticas, además de proporcionar información referente a los eventos sísmicos y como este elemento de la naturaleza puede comportarse según ciertas variables.



Símbolos Y Abreviaturas

$f'c$ = Resistencia a compresión del cilindro de concreto.

fy = Resistencia de cedencia del acero.

fs = Esfuerzo en el acero de tensión.

a = Profundidad del bloque de esfuerzo de concreto rectangular equivalente.

d = Distancia desde la fibra a compresión extrema al centroide del acero de tensión.

d' = Distancia desde la fibra a compresión extrema al centroide del acero de compresión.

c = Altura de la sección a compresión en el diagrama de momento último.

As = Área del acero de tensión.

$A's$ = Área del acero de compresión.

b = Ancho de la sección.

Ec = Modulo de elasticidad del concreto.

Es = Modulo de elasticidad del acero.

jd = Distancia desde el centroide de las fuerzas de compresión en el acero y el centro al centroide de la tensión.

n = Relación de equivalencia del acero entre el concreto ($n = Es/Ec$).

ρ = Cuantía del acero a tensión ($\rho = \frac{As}{b*d}$).

ρ' = Cuantía del acero a compresión ($\rho' = A' \frac{s}{b*d}$).

ec. = Ecuación.

ecs. = Ecuaciones.

Fig. = Figura.

Fuente = Indica la referencia a la que debe dirigirse en la bibliografía para consultar nombre del texto.

Definición De Términos

Ductilidad de un Elemento en una Estructura de Concreto: Es la capacidad de un elemento de concreto de incursionar en el rango inelástico, y sufrir grandes deformaciones bajo cargas cercanas a la máxima, sin llegar al punto de rotura del elemento; a nivel de estructura, sería la capacidad de la estructura de formar rotulas plásticas, permitiendo un desplazamiento de un elemento (deseando siempre que sea en vigas) de forma controlada, tal que la estructura se mantenga en pie.

Ductilidad de Desplazamiento: Es la relación de carga-deflexión que hay en una estructura ante un movimiento sísmico importante, lo que puede generar un comportamiento no lineal en las respuestas de la estructura, debido a los varios ciclos de carga lateral (Fig. 1).

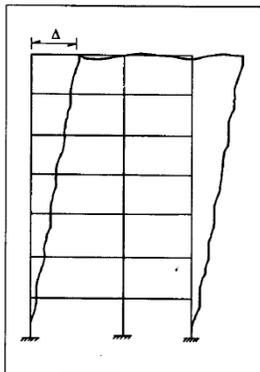


Figura 1. Desplazamiento de un marco con movimiento sísmico.

Fuente: Bazán y Meli

Ductilidad de Curvatura: Es la relación de momento-curvatura que hay en un elemento ante la presencia de sismos y/o cargas (variables y/o permanentes), que pueden generar articulaciones plásticas en el elemento por las deformaciones debidas a la cedencia de un marco (Fig. 2).

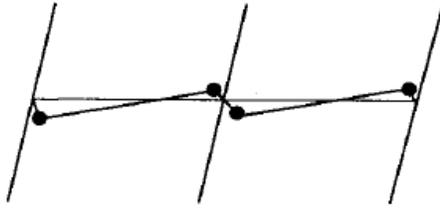


Figura 2. Desplazamiento de un elemento (vigas) con movimiento sísmico severo.

Fuente: Bazán y Meli

Cedencia: Es la condición caracterizada por la plastificación de por lo menos la región más solicitada del sistema de resistencia a sismo, tal como la formación de la primera rotula plástica en un componente del mismo (Fuente: Acosta, Grimaldi y Rocha 2010).

Rotula Plástica: Zona de cedencia que se forma en una sección de un miembro estructural cuando el acero alcanza el esfuerzo cedente, siendo este el esfuerzo máximo para el cual ocurren grandes deformaciones sin aumento apreciable en el nivel de esfuerzos. En el estado, la sección gira como si estuviera articulada, excepto que permanece sometida al momento cedente (Fuente: Acosta, Grimaldi y Rocha 2010).

Momento ó Resistencia de Agotamiento: Momento resistente máximo posible de una sección. Se calcula con las áreas de acero colocadas y considerando un esfuerzo de 1,25 veces el esfuerzo cedente (Fuente: Acosta, Grimaldi y Rocha 2010).

Momento o Resistencia Nominal: Momento resistente de un miembro o una sección transversal, obtenido al utilizar los principios y parámetros normativos correspondientes al estado límite de agotamiento sin aplicar factores de minoración. Se calcula con las áreas de acero colocadas y considerando un esfuerzo en el acero igual al esfuerzo cedente (Fuente: Acosta, Grimaldi y Rocha 2010).



Momento o Resistencia de Diseño: Se obtiene al multiplicar el momento nominal por un factor de minoración de resistencias (Fuente: Acosta, Grimaldi y Rocha 2010).

Factor de Ductilidad: en el análisis inelástico estructural, ha sido de práctica común el expresar los requerimientos máximos de deformación, en términos de factores de ductilidad. Tales factores se expresan generalmente en un sistema particular de deformación como el cociente entre la deformación última y la presente cuando se manifiesta la fluencia inicial en el sistema, ósea, la deformación cedente. Este cociente puede ser aplicado sobre distintos parámetros de respuesta como por ejemplo desplazamientos, desplazamientos relativos, rotaciones y curvaturas. También es importante señalar, que estos factores de ductilidad pueden ser usados para evaluar el comportamiento de secciones individuales (factor de ductilidad de curvaturas) o la de respuesta total de un sistema estructural (factor de ductilidad de desplazamientos). En los sistemas estructurales reales, muchas veces no aparece claramente definida cual es la deformación cedente, debido a las propiedades mecánicas de los materiales que los forman o porque la formación del mecanismo de colapso es un proceso gradual (Fuente: Acosta, Grimaldi y Rocha 2010).

Rango Inelástico ó Elastoplástico: Es el rango que se encuentra en los materiales entre el punto cedente y el de ruptura, que dependiendo del material el rango puede variar considerablemente (ver fig. 5).

Carga-Deflexión: Es la relación que tiene el material al ser cargado y por esta intensidad de carga se genere una deformación a lo largo de su eje longitudinal (ver fig. 6).

Diseño Sismoresistente

El movimiento sísmico del suelo se trasmite a los edificios que se apoyan sobre este. La base del edificio tiende a seguir el movimiento del suelo, mientras que, por inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada dinámicamente y a seguir el movimiento de su base. Se generan entonces las fuerzas de inercia que ponen peligro la seguridad de la estructura. Se trata entonces de un problema dinámico, y por la irregularidad del movimiento del suelo y por la complejidad de los sistemas constituidos por las edificaciones, requiere de grandes simplificaciones para ser objeto de análisis como parte del diseño estructural de las construcciones (fig. 3).

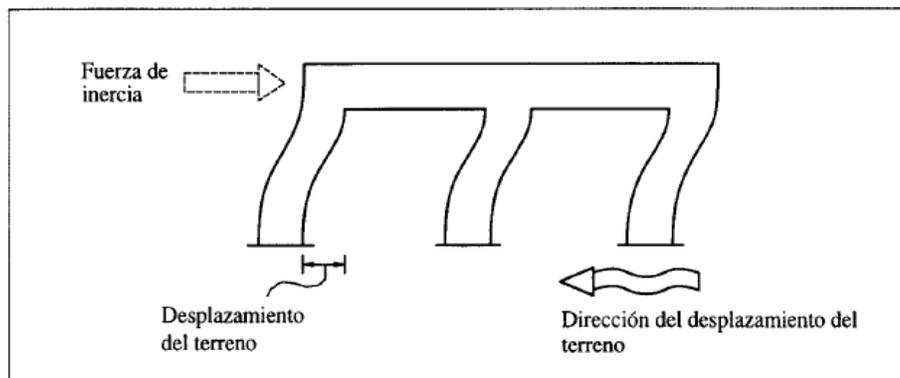


Figura 3. Esquema de la fuerza de inercia generada por una vibración.

Fuente: Bazán y Meli

Una apreciación aproximada de la respuesta sísmica de una estructura se tiene al estudiar un modelo simple que es un sistema de una grado de libertad, constituido por una masa concentrada y un elemento resistente con cierta rigidez lateral y cierto amortiguamiento. Este sistema se caracteriza por su periodo natural de vibración (fig. 4). La amplitud de su respuesta depende esencialmente de la relación entre el periodo del sistema y el periodo dominante del movimiento.

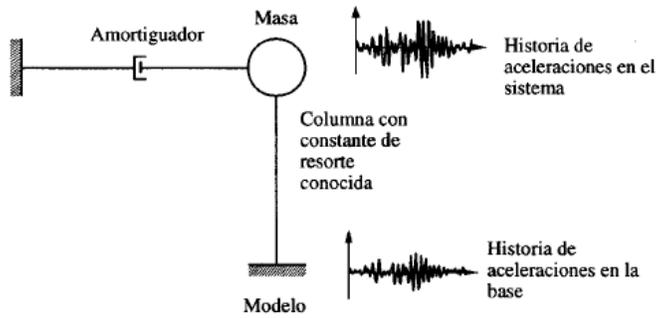


Figura 4. Sistema de un grado de libertad con amortiguamiento y un histórico de vibración.

Fuente: Bazán y Meli

Los movimientos del suelo son amplificados en forma importante por la vibración de la estructura, de manera que las aceleraciones que se presentan en la misma llegan a ser varias veces mayor a las del terreno.

La intensidad de la vibración inducida en un edificio depende tanto de las características del movimiento del terreno como de las propiedades dinámicas de la estructura. Para sismos moderados la estructura se mantiene normalmente dentro de su intervalo de comportamiento elástico lineal y su respuesta puede calcularse con buena aproximación en los métodos análisis dinámico de sistemas lineales.

A medida que la intensidad de la excitación aplicada al edificio aumenta, se generan cambios en las propiedades dinámicas del mismo (que dependen del tipo de material constructivo), las que alteran su respuesta. En términos generales el comportamiento deja de ser lineal, la rigidez tiende a bajar y el amortiguamiento tiende a aumentar.

Importa sobre todo la modificación en la respuesta que se tiene después de la fluencia, cuando la rigidez de la estructura se reduce drásticamente y por otra parte entran en juego fuentes de amortiguamiento mucho mayores que las que se tienen en la etapa de comportamiento lineal. Es costumbre relacionar este comportamiento de la respuesta debido a la disipación de energía por comportamiento no lineal de la estructura, a una propiedad llamada ductilidad, la que se refiere a su capacidad de mantener su resistencia para deformaciones muy superiores a aquella para la que se inició la fluencia.

La ductilidad es una propiedad muy importante en una estructura que debe resistir efectos sísmicos, ya que elimina la posibilidad de una falla súbita de tipo frágil y, además, pone en juego una fuente adicional de amortiguamiento.

El comportamiento no lineal está asociado a daño, inicialmente solo en los elementos no estructurales y después también en la estructura misma. Evidencias de comportamiento no lineal, y de daño, son agrietamientos, desprendimientos, pandeos locales, y deformaciones residuales de la estructura. Debe darse a la estructura la habilidad de disipar de forma más eficiente la energía introducida por el movimiento del terreno. En caso de sismos severos, es aceptable que buena parte de esta disipación de energía se realice con deformaciones inelásticas que impliquen daño, siempre que no se alcancen condiciones cercanas al colapso (fig. 5).

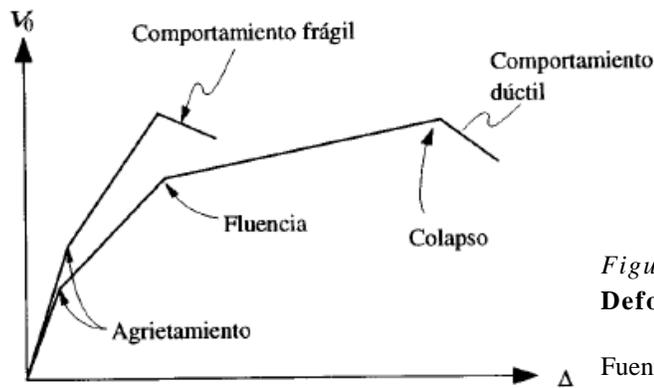


Figura 5 Relación de Carga-Deformación de una estructura.

Fuente: Bazán y Meli

El comportamiento de una estructura en su conjunto depende del tipo de comportamiento que tengan los elementos que la componen, pero también en forma importante de la manera en que estos elementos se encuentran integrados y conectados para formar la estructura en su conjunto.

Es particularmente importante estudiar el comportamiento en la etapa no lineal de la estructura y relacionarlo con la respuesta local de las secciones y elementos. El mecanismo de comportamiento no lineal de la estructura depende del tipo y número de secciones que participen de la deformación no lineal y mientras más dúctil sea el comportamiento de estas secciones, mayor ductilidad tendrá el sistema en conjunto.



Para un sistema dado, el mecanismo de deformación inelástica que se llegara a presentar depende de las resistencias relativas de las secciones para cada posible modo de falla. Por tanto, en la etapa de diseño se puede influir en el mecanismo de deformación inelástica de la estructura, al decidir la resistencia que deben tener las distintas secciones para los diferentes modos de falla. Un aspecto esencialmente importante en el diseño sísmico consiste en proporcionar a las diferentes partes de la estructura resistencias tales que hagan que en conjunto se desarrolle la máxima ductilidad posible.

Suposiciones Para Facilitar Y Realizar Cálculos

- Las secciones planas antes de la flexión permanecen planas después de la flexión.
- Se conocen las curvas de esfuerzo-deformación para el concreto y el acero.
- Se desprecia la resistencia a tensión del concreto.
- Para los elementos a flexión, no se tomaran en cuenta los casos para cuando el acero superior está cediendo, ósea que el acero permanece elástico.
- Los valores de " $\rho - \rho'$ " no sobrepasaran el valor que permite un elevado esfuerzo en la compresión del concreto a primera cedencia del acero a tensión.
- Se asumirá que el nivel de piso o techo es un plano rígido que permite relacionar los desplazamientos en el plano y rotaciones de manera idéntica en puntos diferentes de este plano y así reducir la cantidad de incógnitas.
- Se supondrá que la estructura será de forma de pórticos resistentes a momentos con columnas y vigas, dejando por fuera el análisis de estructuras con muros y otros elementos que no sean descritos.
- El análisis de los nodos no se realizara, sino que se supondrá dentro de las columnas y tendrá sus características.
- El análisis se realizara en el campo inelástico, lo que representara un comportamiento no lineal de la estructura; ya que los criterios de diseño sísmoresistente actuales consideran dicha capacidad para definir la resistencia que debe tener una estructura para soportar los efectos sísmicos elevados.



Deformación De Miembros Sometidos A Flexión Y Ductilidad De Sección De Viga De Concreto Armado No Confinado

Los tipos de comportamiento de la curva carga-deflexión de miembros de concreto armado, hasta y más allá, de la carga ultima se comparan (de forma gráfica fig. 6), dando lugar al comportamiento frágil y el dúctil. La consideración de las características de la curva carga-deformación de los miembros es necesaria por las siguientes razones:

- No debe ocurrir la falla frágil de los miembros. En el caso extremo de que una estructura se cargue hasta la falla, debe poder desarrollar grandes deflexiones bajo cargas cercanas a la máxima, y advertir la falla e impedir el desplome total.
- Las distribuciones posibles de momento flexionante, fuerza cortante y carga axial, que podrían utilizarse en el diseño de estructuras estáticamente indeterminadas, dependen de la ductilidad de los miembros en las secciones críticas. Se puede lograr una distribución de momentos flexionantes que difiera de la obtenida de un análisis estructural elástico lineal (si se puede ocurrir una distribución de momentos). Es decir que, conforme se aproximan a la carga última, algunas secciones pueden alcanzar sus momentos resistentes últimos antes que otras; pero allí puede ocurrir la rotación plástica, mientras se mantiene el momento último, se puede transmitir carga adicional conforme los momentos en otras partes se elevan hasta su valor máximo. La carga última de la estructura se alcanza cuando, después de la formación de suficientes articulaciones plásticas, se desarrolla un mecanismo de falla. Utilizar una redistribución de momentos en el diseño sismoresistente (según la ductilidad de las secciones) pueden dar ventajas debido a la reducción en la congestión de refuerzo en los apoyos de los miembros continuos, además que permite reducir los picos de los momentos flexionantes en las envolventes de los momentos flexionantes.

- En las regiones expuestas a eventos sísmicos, una consideración muy importante en el diseño es la ductilidad de estructura cuando se la sujeta a cargas de tipo sísmico; ya que las estructuras que no se puedan comportar de forma dúctil se deben diseñar para fuerzas sísmicas mucho mayores si se desea evitar el desplome. Por esta razón está la filosofía actual del diseño sismoresistente, la cual se apoya en la absorción y disipación de energía mediante deformación inelástica para sismos intensos.

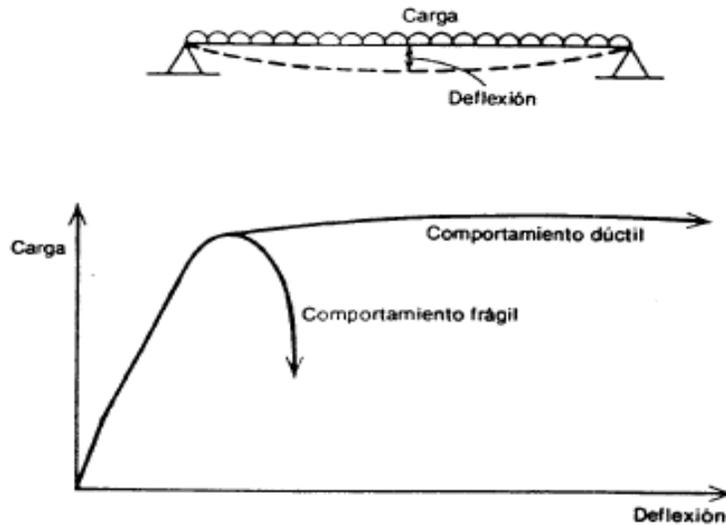


Figura 6. Comportamiento de la curva carga - deflexión de un miembro a flexión.

Fuente: Park y Paulay 1983.

La mayoría de las deformaciones de los miembros de proporciones normales se deben a las deformaciones asociadas con la flexión, por esto las características de la carga y deformación de los miembros a flexión en la cedencia y el momento último que depende principalmente de la relación de momento-curvatura en una sección serán objeto de estudio más adelante.

Relación de Momento- Curvatura

La curvatura de una sección de un miembro de concreto armado inicialmente recto con momentos de extremos y fuerzas axiales iguales se muestra en la fig. 7. El radio de

curvatura “R” se mide hasta el eje neutro. El radio de curvatura “R”, la profundidad del eje neutro “kd”, la deformación del concreto en la fibra extrema a compresión “ ϵ_c ”, y la deformación del acero a tensión “ ϵ_s ”, varían a lo largo del miembro debido a que entre las grietas el concreto toma cierta tensión.

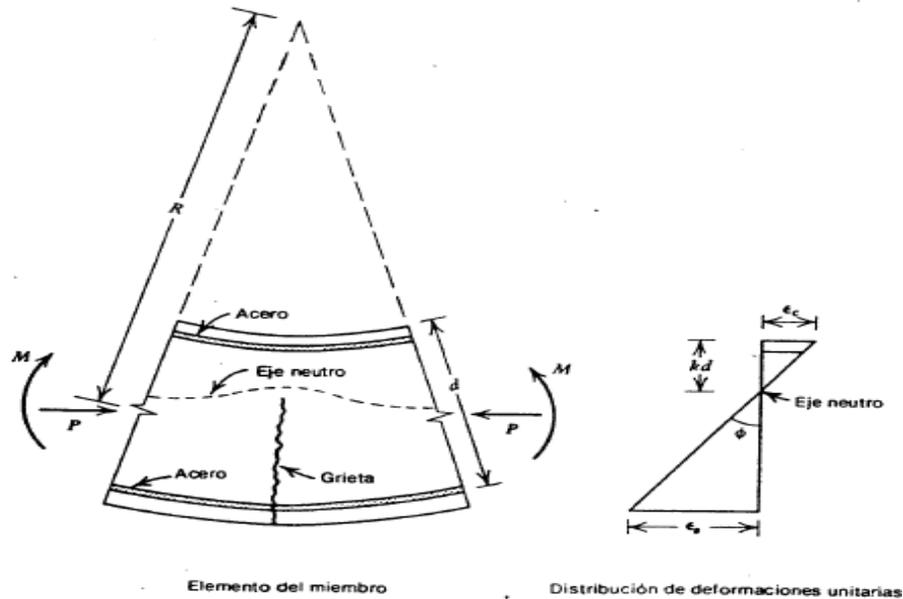


Figura 7. Deformación de un miembro a flexión.

Fuente: Park y Paulay 1983.

Considerando solamente un pequeño elemento del miembro y utilizando la notación de la fig. 7 anterior, se puede obtener la rotación entre los extremos del elemento con la siguiente relación:

$$\frac{1}{R} = \frac{\epsilon_c}{kd} = \frac{\epsilon_s}{d * (1 - k)} \quad (1)$$

Entonces $1/R$ es la curvatura en el elemento (la rotación por longitud unitaria del miembro) y está dada por el símbolo “ ϕ ” y así se tiene:

$$\phi = \frac{\epsilon_c}{kd} = \frac{\epsilon_s}{d * (1 - k)} = \frac{\epsilon_c + \epsilon_s}{d} \quad (2)$$

Donde la curvatura φ es el gradiente del perfil de deformaciones en el elemento, como se ve en la fig. 7.

La curvatura varía físicamente a lo largo del miembro debido a la fluctuación de la profundidad del eje neutro y las deformaciones entre las grietas. Si la longitud del elemento es pequeña y abarca una grieta, la curvatura está dada por la ecuación “ φ ” anterior.

Si se miden las deformaciones en la sección crítica de una viga de concreto armado en una corta longitud calibrada conforme se aumenta el momento flexionante hasta la falla, de la ecuación anterior se puede calcular la curvatura, lo que permite obtener la relación de momento-curvatura para la sección. La siguiente fig. 8 muestra dos de las curvas que se pueden obtener, según el procedimiento descrito:

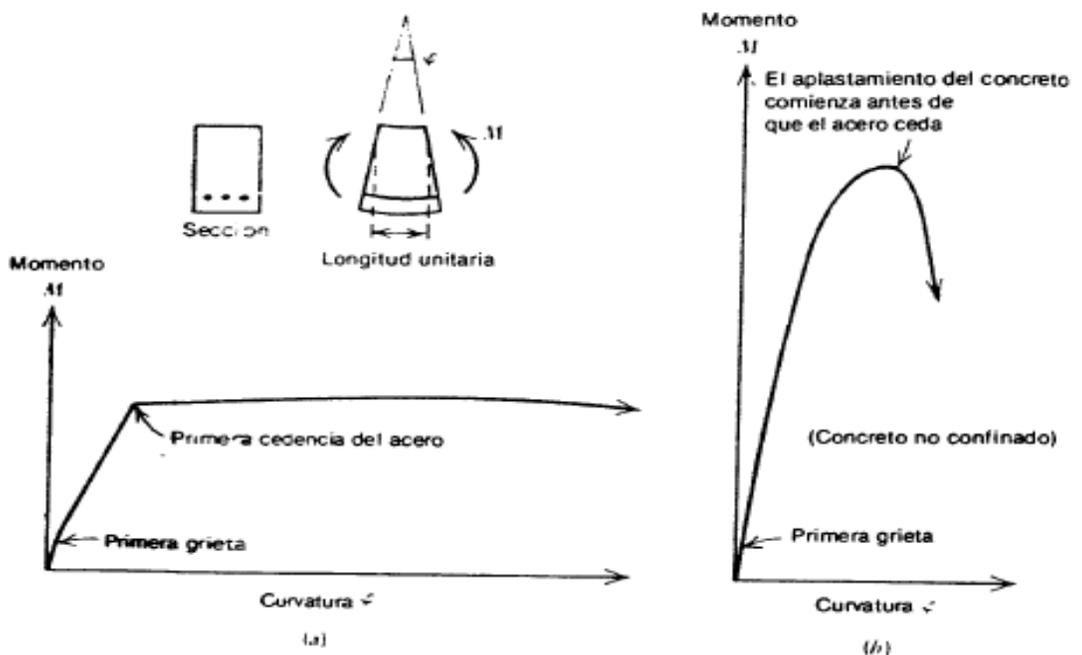


Figura 8. Relación de momento-curvatura para secciones de vigas simplemente reforzadas. a) Sección que falla a tensión, $\rho < \rho_b$. b) Sección que falla a compresión, $\rho > \rho_b$

Fuente: Park y Paulay 1983.

La viga falla a tensión (a) o compresión (b), como se ve en la fig. Anterior. Ambas curvas son lineales en la etapa inicial, y la ecuación clásica de la elástica proporciona la

relación entre momento “M” y la curvatura “ φ ” en que “EI” es la rigidez a flexión de la sección

$$EI = MR = \frac{M}{\varphi} \quad (3)$$

Al aumentar el momento, el agrietamiento del concreto reduce la rigidez a flexión de las secciones, en que la reducción de rigidez es mayor para la sección reforzada ligeramente que para la sección reforzada más fuertemente. El comportamiento de la sección después del agrietamiento depende principalmente de la cuantía de acero. Las secciones armadas ligeramente (por debajo de la cuantía balanceada fig. 8a) producen una curvatura prácticamente lineal hasta el punto de cedencia del acero, luego el momento se eleva lentamente hasta el máximo, debido a un aumento en el brazo de palanca interno, luego decrece. Por otra parte, en las secciones fuertemente armadas (por encima de la cuantía balanceada fig. 8b) la curva deja de ser lineal cuando el concreto entra en la parte inelástica de la relación de esfuerzo-deformación y la falla puede ser frágil. Para asegurar el comportamiento dúctil en la práctica, siempre se utilizan en las vigas cuantías de acero inferiores al valor de la cuantía balanceada.

La relación de momento-curvatura para una viga, en que cede el acero a tensión se puede idealizar por la relación trilineal (fig. 9). La primera etapa es la de agrietamiento, la segunda es a la cedencia y la tercera al límite de deformación útil en el concreto.

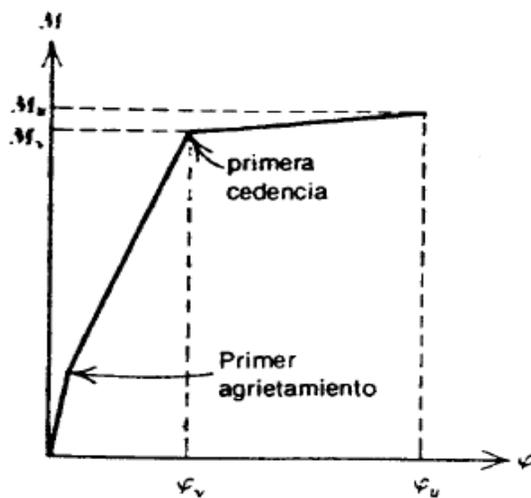


Figura 9. Relación de Momento-Curvatura para secciones de vigas idealizadas de forma trilineal.

Fuente: Park y Paulay 1983.

Ductilidad de Sección de Viga de Concreto Armado no Confinado

En el diseño sismoresistente, generalmente se expresa la ductilidad de un miembro como la relación de la deformación última a la deformación a la primera cedencia. Aunque en la práctica rara vez existe el concreto armado no confinado, generalmente se considera no confinado, a menos que se tomen medidas positivas para confinarlo mediante acero transversal.

Una sección doblemente armada en la primera cedencia del acero de tensión y a la deformación última del concreto, es un caso general y se muestra en la fig. 10

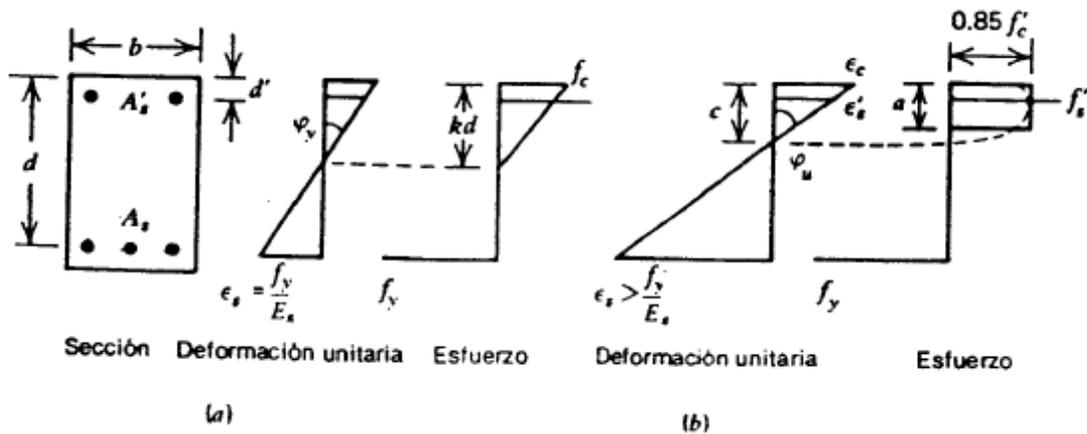


Figura 10. Sección de viga doblemente armada con flexión. a) A la primera cedencia, b) Bajo momento último.

Fuente: Park y Paulay 1983.

Para las cuantías de acero consideradas, cuando el acero de tensión alcanza por primera vez la resistencia de cedencia, el esfuerzo en la fibra extrema del concreto puede ser apreciablemente menor que la resistencia “ f_c ” de cilindro. La curva esfuerzo-deformación para el concreto es aproximadamente lineal hasta “ $0,7*f_c$ ”; en consecuencia, si el esfuerzo del concreto no excede este valor cuando el acero alcanza la resistencia de cedencia, se puede calcular la profundidad del eje neutro utilizando la fórmula de la teoría elástica (línea recta). Una vez determinado el factor “ k ” de la profundidad del eje neutro, se pueden encontrar la magnitud de las fuerzas y el centroide de las fuerzas de compresión en el acero y el concreto. Por tanto las ecuaciones que definen el momento y curvatura a la primera cedencia son:



$$k = \left[(\rho + \rho')^2 * n^2 + \left(\rho + \frac{\rho' * d'}{d} \right) * n \right]^{1/2} - (\rho + \rho') * n \quad (4)$$

$$My = As * fy * jd \quad (5)$$

$$\phi y = \frac{fy/Es}{d*(1-k)} \quad (6)$$

Si el esfuerzo en la fibra extrema a compresión del concreto es mayor que aproximadamente “0,7f’c”, se debe calcular la profundidad del eje neutro a la primera cedencia del acero de tensión utilizando la curva real esfuerzo-deformación para el concreto (una parábola es una buena aproximación). Sin embargo, para este trabajo de grado, se utilizara la fórmula de la línea recta, ya que se puede obtener una estimación; incluso si el esfuerzo calculado es tan alto como “f’c”. la fórmula de la línea recta será más pequeño que el valor real para “k” si la distribución de esfuerzos del concreto es curva, lo que lleva a subestimar “φy” y sobrestimar “My”.

Se puede calcular la curvatura y el momento último de la sección doblemente reforzada para el caso en que el acero de compresión está cediendo, teniendo las siguientes ecuaciones:

$$a = \frac{As * fy - A's * fy}{0,85 * f'c * b} \quad (7)$$

$$Mu = 0,85 * f'c * a * b * \left(d - \frac{a}{2} \right) + A's * fy * (d - d') \quad (8)$$

$$\phi u = \frac{\epsilon c}{c} = \frac{\epsilon c * \beta 1}{a} \quad (9)$$

La expresión

$$\epsilon's = \epsilon c * \left(\frac{c - d'}{c} \right) = \epsilon c * \left(1 - \frac{\beta 1 * d'}{a} \right) \quad (10)$$

Proporciona la deformación en el acero de compresión, indicada por el diagrama de deformación de la fig. 10.



Sustituyendo la ec. 7 en la ec. 9 de demuestra que el acero de compresión está cediendo cuando:

$$\varepsilon_c * \left[1 - \beta_1 * d' * \left(\frac{0,85 * f'_c * b}{A_s * f_y - A'_s * f_y} \right) \right] \geq \frac{f_y}{E_s} \quad (11)$$

Para ser aplicable, se debe demostrar que la ec. 11 se satisface para las ecs. 7 a 9.

Si con una verificación se demuestra que no se satisface la ec. 11, el acero de compresión no está cediendo y se debe sustituir el valor real del esfuerzo del acero de compresión (en vez de la resistencia a cedencia). Con la formulas del diagrama de deformación:

$$f'_s = \varepsilon'_s * E_s = 0,003 * \left(\frac{a - \beta_1 * d'}{a} \right) * E_s \quad \text{ó} \quad f_y \quad (12)$$

$$f_s = \varepsilon_s * E_s = 0,003 * \left(\frac{a - \beta_1 * d'}{a} \right) * E_s \quad \text{ó} \quad f_y \quad (13)$$

$$a = \frac{A_s * f_s - A'_s * f'_s}{0,85 * f'_c * b} \quad (14)$$

$$M_u = 0,85 * f'_c * a * b * \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s * f'_s * (d - d') \quad (15)$$

Resolviendo simultáneamente las ecs. 12 y 14, podemos obtener el valor de “a” con la siguiente expresión:

$$\frac{1}{2} * \left(\frac{a}{d} \right)^2 + \left(\frac{a}{d} \right) * \left(\frac{\rho' * \varepsilon_c * E_s - \rho * f_y}{1,7 * f'_c} \right) - \frac{\rho' * \varepsilon_c * E_s * \beta_1 * d'}{1,7 * f'_c * d} = 0 \quad (16)$$

Además podemos obtener lo siguiente:



$$Mu = 0,85 * f'c * a * b * \left(d - \frac{a}{2}\right) + A's * Es * \varepsilon c * \left(\frac{a - \beta 1 * d'}{a}\right) * (d - d') \quad (17)$$

Para los cálculos de la resistencia a la flexión de la sección el valor de “ εc ” varía entre 0,003 y 0,004; ya que según los textos comentan los diferentes valores entre diferentes especialistas del tema, donde algunos dicen que el valor de 0,003 es conservador.

La relación “ $\varphi u / \varphi y$ ” da una medida de la ductilidad de curvatura de la sección. Además se puede escribir una relación adicional por las ecs. 6 y 9:

$$\frac{\varphi u}{\varphi y} = \frac{\varepsilon}{fy/Es} * \frac{d * (1 - k)}{a/\beta 1} = \mu \varphi \quad (18)$$

Se puede utilizar la ec. 18 para determinar el factor de ductilidad de curvatura en el caso general de una sección doblemente reforzada. Si se satisface la ec. 11 el acero a compresión está cediendo, y al sustituir las ecs. 4 y 7 en 18, tenemos el factor de ductilidad dado por:

$$\frac{\varphi u}{\varphi y} = \frac{0,85 * \beta 1 * Es * \varepsilon c * f'c}{fy^2 * (\rho - \rho')} * \left\{ 1 - \left[(\rho + \rho')^2 * n^2 + \left(\rho + \frac{\rho' * d'}{d} \right) * n \right]^{1/2} + (\rho + \rho') * n \right\} \quad (19)$$

Si no satisface la ec. 18, el acero a compresión no está cediendo, y al sustituir las ecs. 4 y el valor de “a” de la ec. 16 en la ec. 18, el factor de ductilidad se curvatura está dado por:

$$\frac{\varphi u}{\varphi y} = \frac{\beta 1 * Es * \varepsilon c * \left\{ 1 - \left[(\rho + \rho')^2 * n^2 + \left(\rho + \frac{\rho' * d'}{d} \right) * n \right]^{1/2} + (\rho + \rho') * n \right\}}{fy * \left\{ \left[\left(\frac{\rho' * \varepsilon c * Es - \rho * fy}{1,7 * f'c} \right)^2 + \frac{\rho' * \varepsilon c * \beta 1 * d'}{0,85 * f'c * d} \right]^{1/2} - \frac{\rho' * \varepsilon c * Es - \rho * fy}{1,7 * f'c} \right\}} \quad (20)$$

Algunos de los efectos de las propiedades de la sección en la relación “ $\varphi u / \varphi y$ ” manteniendo las demás variables constantes tenemos:

- Un aumento en la cuantía del acero de tensión disminuye la ductilidad, debido a que aumentan tanto “k” como “a”, por lo que aumenta “ φy ”, y disminuye “ φu ”.



- Un aumento en la cuantía del acero de compresión aumenta la ductilidad, debido a que disminuye tanto “k” como “a”, por lo que disminuye “ ϕ_y ”, y aumenta “ ϕ_u ”.
- Un aumento de la resistencia de cedencia del acero disminuye la ductilidad debido a que aumentan tanto “ f_y/E_s ” como “a”, por lo que aumenta “ ϕ_y ”, y disminuye “ ϕ_u ”.
- Un aumento en la resistencia del concreto aumenta la ductilidad, debido a que disminuye tanto “k” como “a”, por lo que disminuye “ ϕ_y ”, y aumenta “ ϕ_u ”.
- Un aumento en la deformación de la fibra extrema del concreto en el momento último aumenta la ductilidad, debido a que aumenta “ ϕ_u ”.

Resistencia De Miembros Sometidos A Flexión Y Carga Axial

Las columnas son elementos estructurales utilizados primordialmente para soportar cargas de compresión. Una columna corta es aquella en que la carga ultima para una excentricidad dada esta solamente gobernada por la resistencia de los materiales y las dimensiones de la sección transversal. Una columna esbelta es aquella en que la carga última también está influida por la esbeltez, lo que produce flexión adicional debido a las deformaciones transversales. Las columnas de concreto se refuerzan mediante acero longitudinal y transversal (estribos y hélices).

Columnas Cortas Cargadas Axialmente:

El flujo plástico y la contracción del concreto tiene fuerte influencia en los esfuerzos en el acero y el concreto de una columna de concreto armado cargada axialmente bajo cargas de servicio, lo que tiende a aumentar el esfuerzo en el acero longitudinal y a reducir el esfuerzo del concreto. En una columna que tiene una cuantía elevada de acero y elevada carga inicial, la que posteriormente se elimina en su mayor parte, se puede llegar a tener tensión en el concreto y compresión en el acero. En consecuencia, es sumamente difícil evaluar la seguridad de las columnas de concreto reforzado utilizando la teoría elástica y los esfuerzos permisibles.

Por otra parte, la carga última de una columna no varía apreciablemente con las historia de la carga. Al aumentar la carga, el acero normalmente alcanza la resistencia de cedencia antes de que el concreto alcance su resistencia total. Sin embargo, en esta etapa la columna no ha alcanzado su carga última. La columna puede transmitir más carga debido a que el acero soporta el esfuerzo de cedencia en tanto que las deformaciones y cargas aumentan hasta que la carga alcanza su resistencia total. La fig. 11 ilustra este comportamiento.

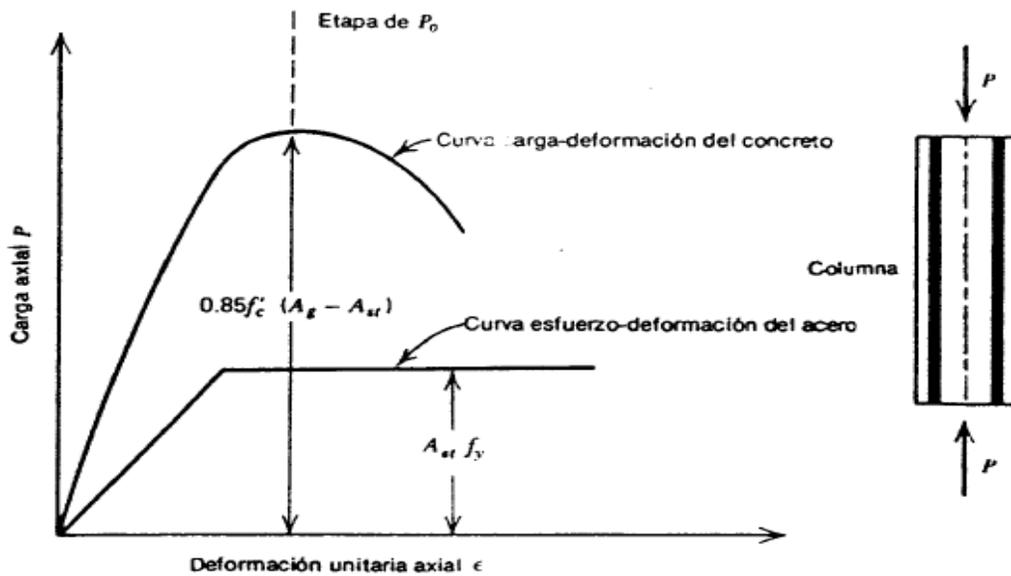


Figura 11. Curvas carga axial-deformación para el acero y el concreto, de una columna de concreto armado ó reforzado, cargado axialmente.

Fuente: Park y Paulay 1983.

En forma alterna, si el concreto alcanza su resistencia antes de que el acero ceda, como sucede cuando se utiliza acero de muy alta cedencia, la alta deformación del concreto cuando este está próximo a su resistencia total, permite al acero alcanzar la resistencia de cedencia. En consecuencia, la carga última de la columna de concreto armado cargada axialmente (o carga de cedencia) es la suma de las resistencia de cedencia del acero más la resistencia del concreto. Se ha encontrado que la resistencia de concreto de una columna cargada axialmente es aproximadamente “ $0,85 * f'c$ ”, en que “ $f'c$ ” es la resistencia a compresión de un cilindro debido a la diferencia en la forma y tamaño del espécimen y debido a que el colado vertical de una columna induce la sedimentación y ganancia de agua



en la región superior de la columna. En consecuencia, la carga última de una columna cargada axialmente se puede escribir como

$$P_o = 0,85 * f'c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st} \quad (21)$$

En que

A_g = Área bruta de la sección transversal.

A_{st} = Área total del acero longitudinal en la sección.

Las columnas con acero transversal se comportan casi idénticamente hasta la carga de “ P_o ”, y el acero transversal contribuye muy poco a la resistencia de la columna. Una vez alcanzada la carga “ P_o ” una columna con estribos que no estén espaciados estrechamente falla de inmediato, acompañada de ruptura del concreto y pandeo de las varillas de acero longitudinal entre los estribos, debido a que la separación entre los estribos es generalmente demasiado grande para impedir la falla general del concreto y el pandeo de las varillas.

Después de alcanzarse la carga “ P_o ” en una columna con hélice, se agrieta o destruye el recubrimiento de concreto fuera de la espiral. La capacidad de carga se reduce debido a la pérdida de área de concreto, pero generalmente el paso de la hélice de acero es suficientemente pequeño para impedir el pandeo de las varillas longitudinales entre las espirales. En consecuencia, las varillas longitudinales continúan transmitiendo la carga; se llega a una elevada deformación y el concreto del núcleo (que tiende a aumentar en volumen, debido a la disrupción interna) oprime a la hélice, lo que provoca que la hélice ejerza una reacción de confinamiento en el núcleo. El esfuerzo de compresión radial resultante aumenta la capacidad de transmisión de carga del concreto en el núcleo, y a pesar de la pérdida del recubrimiento, la carga última de una columna con una fuerte hélice puede llegar a ser mayor que “ P_o ”. La siguiente ecuación da la resistencia de cilindros de concreto confinados cuando la hélice alcanza la resistencia de cedencia.

$$f'_{cc} = f'c + 8,2 * \frac{f_y * A_{sp}}{d_s * s} \quad (22)$$



Si se reemplaza en la ecuación la resistencia “ $f'c$ ” del cilindro no confinado por la resistencia no confinada del concreto en una columna, “ $0,85 * f'c$ ”, se puede escribir la carga ultima de una columna zunchada como

$$Pu = \left(0,85 * f'c + 8,2 * \frac{fy * Asp}{ds * s} \right) * Acc + fy * Ast \quad (23)$$

En que

ds = Diámetro de la hélice.

Asp = Área de la varilla helicoidal.

s = Paso de la hélice o estribo.

Acc = Área de concreto en el núcleo de la columna.

Luego

$$\begin{aligned} 8,2 * \frac{fy * Asp}{ds * s} * Acc &= 8,2 * \frac{fy * Asp}{ds * s} \left(\frac{\pi * ds^2}{4} - Ast \right) \\ &= 2,05 * fy * Vs - 8,2 * \frac{fy * Asp * Ast}{ds * s} \end{aligned} \quad (24)$$

En que “ $Vs = Asp * \frac{ds}{s}$ ” = Volumen del acero helicoidal por la longitud unitaria del núcleo de la columna.

Ast = Área total del acero longitudinal en la sección.

En consecuencia, se puede escribir la ecu. 21

$$Pu = 0,85 * f'c * Acc + 2,05 * fy * Vs + fy * Ast \left(1 - \frac{8,2 * Asp}{ds * s} \right) \quad (25)$$

Si se reemplaza el acero helicoidal por un volumen equivalente de acero longitudinal, “ Vs ” es igual al área de ese acero longitudinal. Consecuentemente, la ecu. 25 indica que el acero en la hélice es aproximadamente dos veces más efectivo que el mismo volumen de



acero longitudinal para disponible a elevadas deformaciones y después de que se desprende el recubrimiento de transmisión de carga de las columnas zunchadas solamente está disponible a elevadas deformaciones y después de que se desprende el recubrimiento. Para que la carga máxima tomada por la columna una vez que ha desprendido el recubrimiento al alcanzarse la cedencia en la hélice sea mayor que la carga de cedencia antes del descorchamiento, “Pu” de la ecu. 25 debe ser mayor que “Po” de la “P” ecu. 1 y para esto requiere que se satisfaga la siguiente condición

$$\rho_s = \frac{V_s}{A_c} > 0,415 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) + \frac{4 * A_{sp} * A_{st}}{d_s * s * A_c} \quad (26)$$

En que “ $A_c = A_{cc} + A_{st}$ ” el área bruta del núcleo de la columna. Para las columnas zunchadas, el código ACI requiere que “ ρ_s ” no sea menor que el valor dado por

$$\rho_s = 0,45 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad (27)$$

En que A_c = area del nucleo medida al diámetro exterior de la hélice. Al comparar las ecus. 26 y 27 se encuentra que el requerimiento del ACI asegura que la carga última de la columna después del desprendimiento del recubrimiento excederá a la carga antes del desprendimiento. La elevada ductilidad de las columnas zunchadas (fig. 12) es de interés considerable. En tanto que la columna con estribos cargada axialmente y cuyos estribos no estén espaciados estrechamente exhibe falla frágil, una columna zunchada tiene elevada capacidad de deformación plástica.

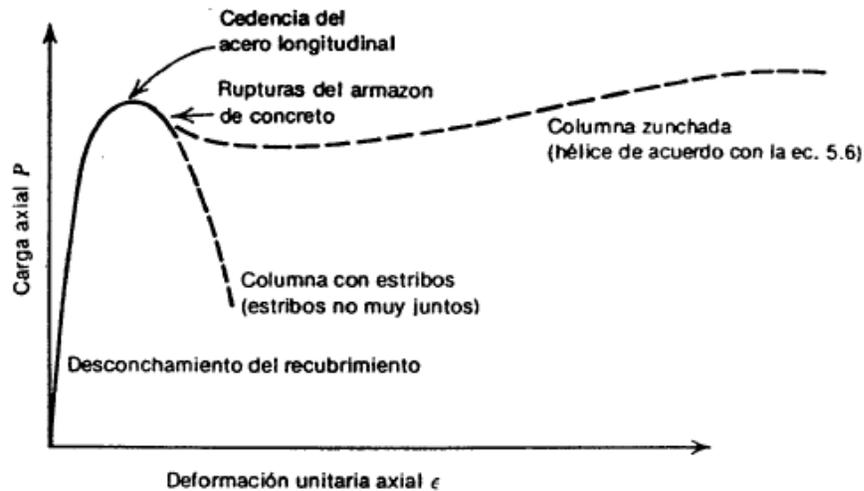


Figura 12. Comparación de Curvas carga total axial-deformación para columnas de estribos y zunchos.

Fuente: Park y Paulay 1983.

Las pruebas han demostrado (fig. 13) que los estribos rectangulares espaciados estrechamente también aumentan la resistencia y ductilidad del concreto confinado, aunque sin la efectividad de las hélices circulares, debido a que los estribos rectangulares solo ejercen presión de confinamiento cerca de las esquinas de la sección, ya que la presión lateral del concreto provoca el arqueamiento de los lados de los estribos, en tanto que debido a su forma las hélices circulares pueden aplicar una presión uniforme de confinamiento alrededor de la circunferencia, hay pruebas que sugieren que al considerar el aumento en la resistencia, la eficiencia de los estribos cuadrados puede ser del 50% de la del mismo volumen de hélices circulares. Las pruebas realizadas en general indican un aumento en la resistencia debido a estribos rectangulares espaciados estrechamente. Es probable que la ganancia en la resistencia del concreto debido a estribos rectangulares sea pequeña en la mayoría de los casos. Sin embargo, los resultados de las pruebas siempre han mostrado que se obtuvo una mejora significativa en la ductilidad del concreto, como consecuencia de utilizar estribos rectangulares espaciados estrechamente.

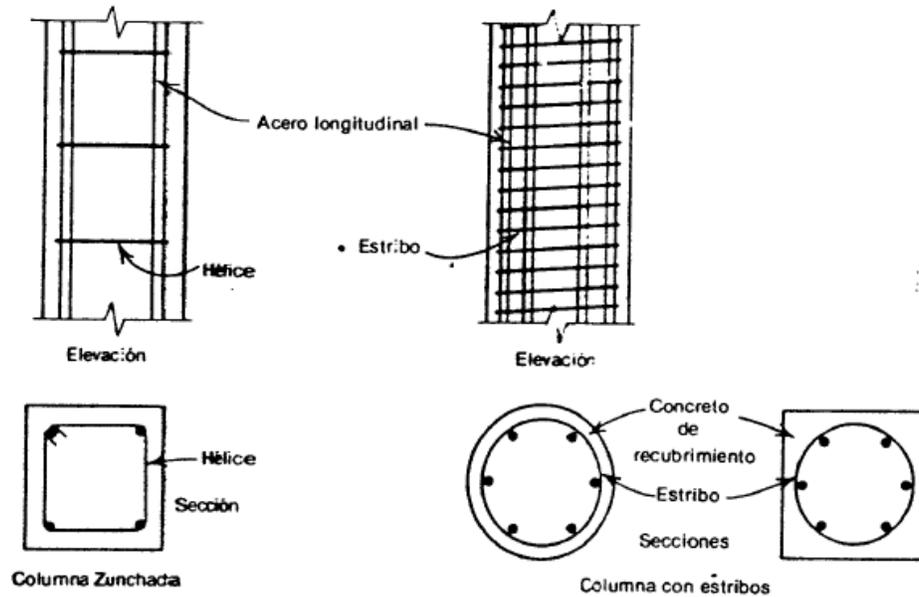


Figura 13. Columnas con estribos y zunchadas.

Fuente: Park y Paulay 1983.

Columnas Cortas Cargadas Excéntricamente Con Flexión Uniaxial

Las columnas cargadas axialmente rara vez ocurren en la práctica, debido a que casi siempre hay cierta flexión, como evidencia la torcedura inicial ligera de columnas, la manera en que se aplican las cargas mediante vigas y losas, y los momentos introducidos por la construcción continua.

La combinación de una carga axial “ P_u ” y un momento flexionante “ M_u ” equivale a una carga “ P_u ” aplicada con la excentricidad “ $e = M_u/P_u$ ”, como se muestra en la fig. 14

Las figs. 15a y 15b son vistas posterior y anterior de columnas con estribos y zunchos que se cargaron excéntricamente a la falla. De las figuras nuevamente es evidente la mayor ductilidad de una columna zunchada. En los edificios dañados por sismos se ha observado la mayor ductilidad de las columnas zunchadas en comparación con las columnas con estribos.

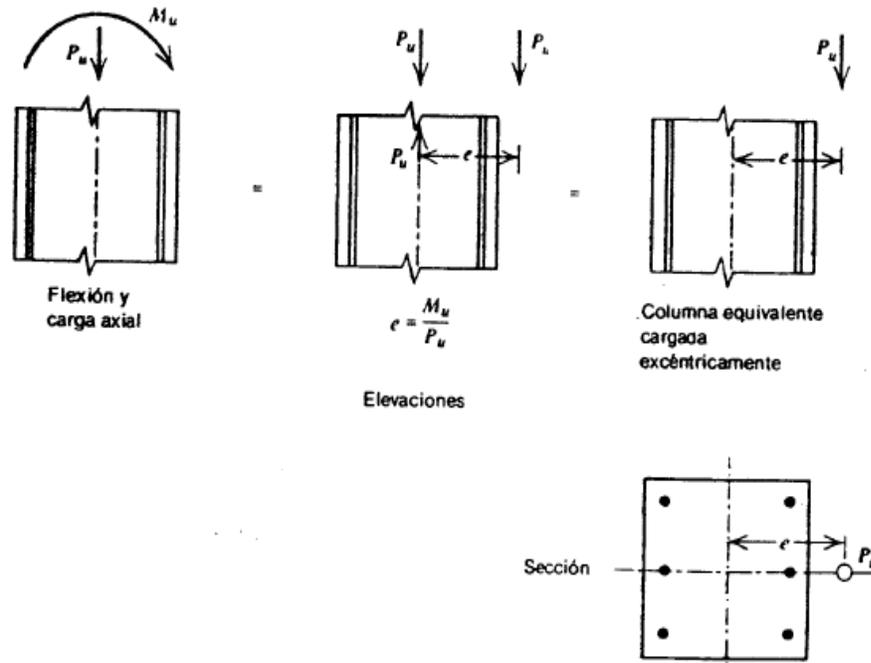


Figura 14. Carga equivalente de columnas.

Fuente: Park y Paulay 1983.

En la práctica, desde el punto de vista de la resistencia, las columnas con estribos y zunchadas se diseñan como si el concreto no estuviera confinado, pero debido a la mayor dureza de una columna zunchada, el código ACI asigna un factor ligeramente mayor en reducción de capacidad a una columna zunchada ($\phi = 0,75$) que a una columna con estribos ($\phi = 0,70$).

En las siguientes secciones se deducen las ecuaciones de resistencia para columnas cargadas excéntricamente, suponiendo que el concreto no está confinado. En la carga última el concreto alcanza su capacidad máxima, aunque el acero longitudinal puede o no estar en la resistencia de cedencia. Se considerara solo la flexión alrededor del eje principal de la sección (es decir, flexión uniaxial).

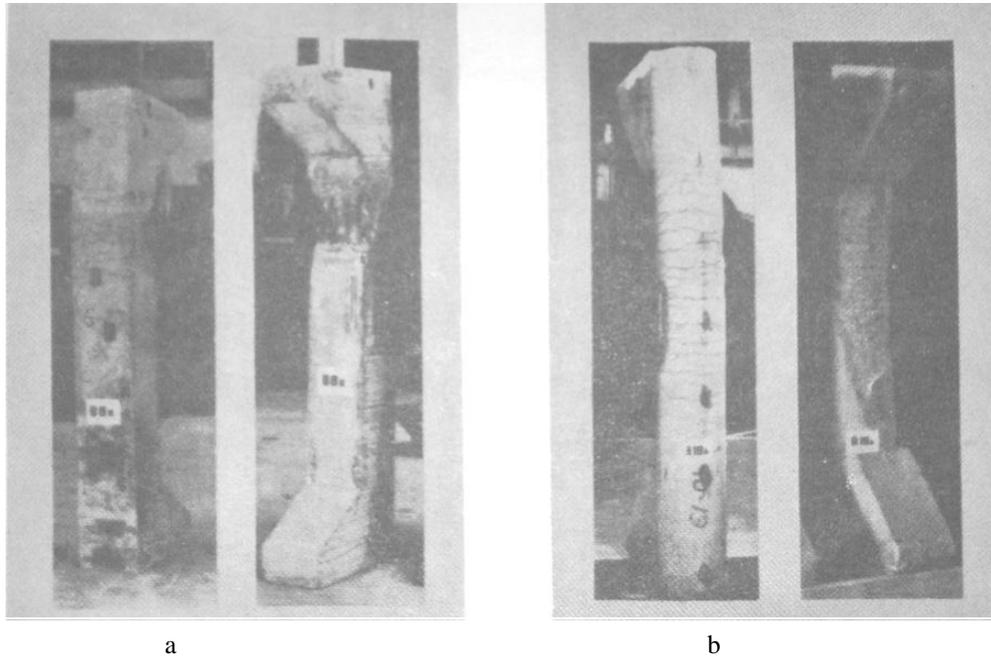


Figura 15. Columnas con refuerzo transversal cargada excéntricamente ($e = 0,5h$) después de la falla. a) Con estribos Columnas. b) Con zunchos.

Fuente: Park y Paulay 1983.

Columnas Análisis De Secciones Rectangulares Con Varillas En Una O Dos Caras

En la fig. 16 se muestra una sección rectangular con varillas en dos caras, cargada excéntricamente a la carga última. Se considera que la profundidad del eje neutro es menor que el peralte total. Como con las vigas, una falla a tensión o una falla a compresión pueden ocurrir dependiendo de si el acero a tensión alcanza la resistencia de cedencia. Sin embargo, contrario a las vigas, no se puede evitar una falla a compresión limitando el área del acero, que el tipo de la falla depende del nivel de carga axial. Por lo general, el acero de compresión en las columnas cargadas excéntricamente a la carga ultima alcanza la resistencia de cedencia, excepto cuando el nivel de carga es bajo cuando se utiliza acero de alta resistencia ó cuando la columnas es tan pequeña que la dimensión “d” (véase la fig. 16) es relativamente grande. Es común suponer que el acero a compresión está cediendo, y luego comprobar que se ha alcanzado la deformación de cedencia. Con referencia a la fig. 16, y suponiendo el esfuerzo en él a compresión “ $f's = fy$ ”, la ecuación de equilibrio obtenida de la suma de las fuerzas internas es

$$P_u = 0,85 * f'c * a * b + A's * f_y - A_s * f_s \quad (28)$$

Y la expresión que se obtiene tomando momentos respecto del acero de tensión es

$$P_u * e' = 0,85 * f'c * a * b * (d - 0,5 * a) + A's * f_y * (d - d') \quad (29)$$

En que “e'” es la excentricidad de la carga ultima “Pu” medida desde el centroide del acero de tensión.

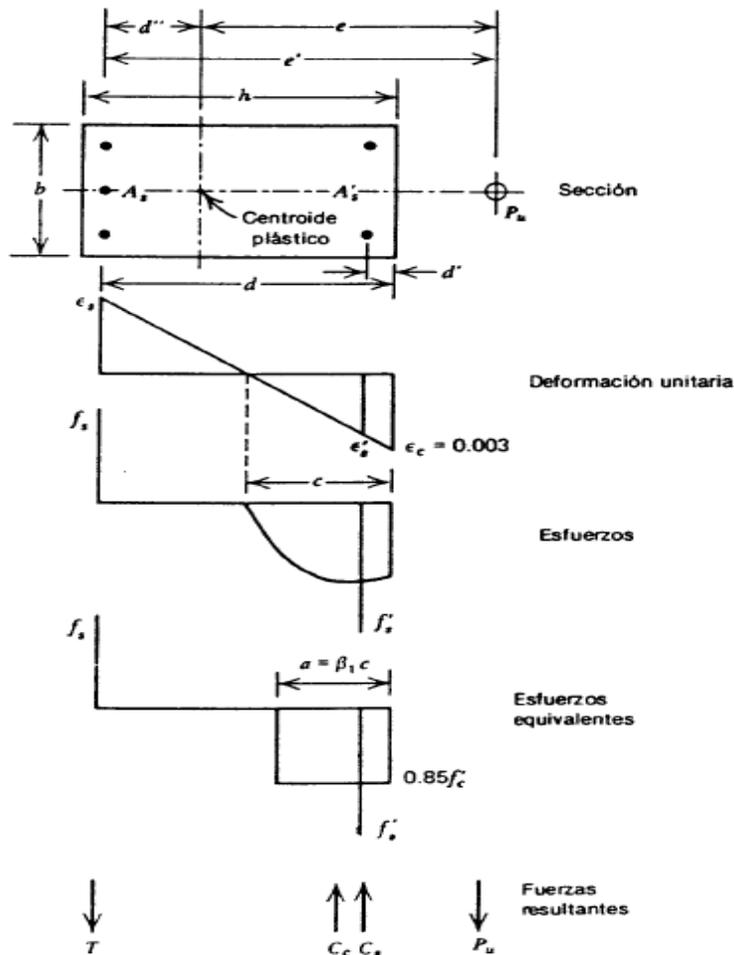


Figura 16. Sección de columna cargada excéntricamente a la carga ultima.

Fuente: Park y Paulay 1983.

A veces es más conveniente utilizar la excentricidad de Pu desde el centroide plástico “e”. El centroide plástico es el centroide de resistencia de la sección si se comprime todo el concreto al esfuerzo máximo de cedencia ($0,85 * f'c$) y se comprime todo el acero al esfuerzo de cedencia (f_y), con deformación uniforme en la sección. En otras palabras, el



centroide plástico es el punto de aplicación de la carga externa “Po” que produce una condición de falla por carga axial. Este caso está representado en la fig. 17. Tomando momentos de las fuerzas internas alrededor del centroide del acero del lado izquierdo e igualándolos al momento de la fuerza resultante se obtiene

$$\begin{aligned} 0,85 * f'c * b * h * (d - 0,5 * h) + A's * fy * (d - d') &= Po * d'' \\ &= [0,85 * f'c * b * h + (As + A's) * fy] * d'' \end{aligned}$$

Donde

$$d'' = \frac{0,85 * f'c * b * h * (d - 0,5h) + A's * fy * (d - d')}{0,85 * f'c * b * h + (As + A's) * fy} \quad (30)$$

En que “d''” es la distancia desde el centroide plástico al centroide de acero de tensión de la columna cuando se carga excéntricamente. Para miembros reforzados simétricamente, el centroide plástico corresponde al centro de la sección transversal.

Tomando momentos alrededor del centroide plástico en la columna cargada excéntricamente de la fig. 17, se obtiene

(31)

$$Pu * e = 0,85 * f'c * a * b(d - d'' - 0,5 * a) + A's * fy(d - d' - d'') + As * fs * d''$$

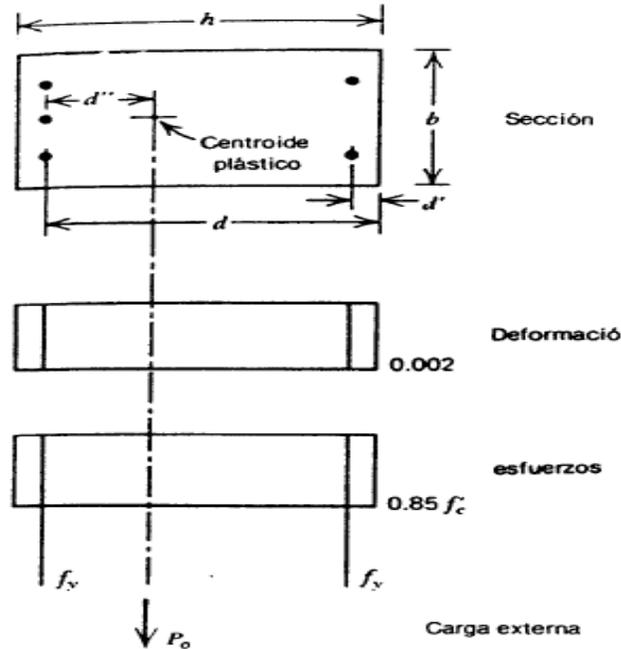


Figura 17. Esfuerzos en sección de columna cuando la carga está aplicada en el centroide plástico.

Fuente: Park y Paulay 1983.

Ocurre una “falla balanceada” cuando el acero de tensión apenas alcanza la resistencia de cedencia y la deformación de compresión de la fibra extrema del concreto alcanza 0,003 al mismo tiempo. Para una falla balanceada, de los triángulos semejantes del diagrama de deformaciones de la fig. 16 se tiene

$$\frac{0,003}{Cb} = \frac{f_y/E_s}{d - Cb} \quad (32)$$

Donde

$$Cb = \frac{0,003 * E_s}{f_y + 0,003 * E_s} * d \quad (33)$$

Y

$$ab = \beta_1 * Cb = \frac{0,003 * E_s}{f_y + 0,003 * E_s} * \beta_1 * d \quad (34)$$

Se debe notar que hay asociada una falla balanceada en un perfil de deformación definido unívocamente, según la ec. 32; es una propiedad de la sección. Se pueden calcular la carga y el momento en la falla balanceada, “ P_b ” y “ $P_b \cdot e_b$ ”, sustituyendo “ $f_s = f_y$ ” y “ a_b ” de la ec. 34 en las ecs. 28 y 31.

Si “ $P_u < P_b$ ”, ocurre una falla a tensión, ya que la menor carga de la columna significa que “ $c > c_b$ ”; con referencia al diagrama de deformaciones de la fig. 18, es claro que consecuentemente “ $\epsilon_s > f_y/E_s$ ”. En este caso el acero de tensión cede y se aplican las ecs. 28 a 31 con “ $f_s = f_y$ ”.

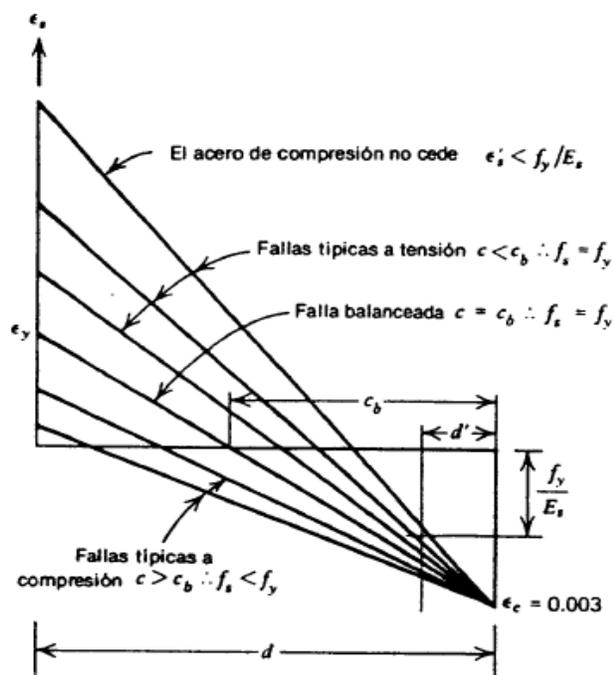


Figura 18. Diagramas de deformaciones para fallas de columnas cargadas excéntricamente.

Fuente: Park y Paulay 1983.

Si “ $P_u > P_b$ ”, ocurre una falla a compresión, ya que la mayor carga de la columna significa que “ $c < c_b$ ”; con referencia al diagrama de deformaciones de la fig. 18, es claro que consecuentemente “ $\epsilon_s < f_y/E_s$ ”. En este caso el acero de tensión no alcanza la



deformación de cedencia. Del diagrama de deformaciones se puede encontrar el valor real de “fs” es

$$f_s = \varepsilon_s * E_s = 0,003 * \frac{\beta_1 * d - a}{a} * E_s \quad (35)$$

Para una falla a compresión, se aplican las ecs. 28 a 31 sustituyendo “fs” de la ec. 35

En las ecs. 28 a 35 se ha supuesto que el acero de compresión está cediendo ($f's = f_y$). Esto se debe verificarse examinando el diagrama de deformaciones. Para que ceda el acero de compresión, se requiere que

$$\varepsilon's = 0,003 * \frac{c - d'}{c} \geq \frac{f_y}{E_s} \quad (36)$$

Si se encuentra que este acero no está cediendo, el valor de “f's” que se encuentra del diagrama de deformaciones y se debe sustituir este valor, en vez de “fy”, en todas las ecuaciones anteriores del esfuerzo en el acero de compresión.

$$f's = \varepsilon's * E_s = 0,003 * \frac{a - \beta_1 * d'}{a} * E_s \quad (37)$$

La mejor forma de ilustrar las combinaciones de “Pu” y “Pu*e” que provocan la falla de una sección dada de columnas es mediante un diagrama de interacción. La fig. 19 es un diagrama de este tipo para una columna típica cargada excéntricamente. Cualquier combinación de carga y excentricidad que de un punto en “AB” provoca una falla a compresión; cualquier combinación en “BC” provoca una falla a tensión, en que la cedencia del acero de tensión precede al aplastamiento del concreto comprimido. En “B” ocurre una falla balanceada. Cualquier combinación de carga y excentricidad que pueda graficarse dentro del área del diagrama de interacción se puede tomar si falla; las combinaciones graficas fuera del área no se pueden tomar. Nótese que la presencia de una carga moderada de compresión aumenta al momento último de resistencia de la sección. Cuando “ $c > h$ ”, las ecuaciones deducidas 28 a 31 no se aplican estrictamente, debido a que el eje neutro esta fuera de la sección y se modifica el perfil del bloque de esfuerzos. Esto se ilustra en la fig. 20, que muestra una serie de perfiles de deformación para una

sección en la carga última que corresponde a distintas profundidades del eje neutro. La deformación de la fibra extrema es 0,003 para " $c < h$ " para " $c > h$ ", el caso limite es cuando " $c \rightarrow \infty$ ", lo que ocurre cuando la excentricidad es cero y la carga axial es " P_o ". Nótese que el perfil de deformación que corresponde a " P_o " tiene una deformación uniforme de 0,002 en la sección, debido a que a esta deformación un espécimen de concreto cargado axialmente alcanza el esfuerzo máximo (fig. 21). Se puede completar la porción de la curva de interacción de la fig. 19 a la que no se aplican las ecs. 8 a 31 (línea punteada) debido a que el valor calculado de " P_o " de la ec. 21 fija el punto final de la curva.

Por otra parte, no se ha tomado en cuenta el área de concreto desplazado por el acero de compresión en las ecuaciones se puede corregir el pequeño error cometido reduciendo el esfuerzo real en el acero de compresión en " $0,85 \cdot f'c$ " para dar cabida al hecho de que se consideró que el concreto que está allí transmite este esfuerzo, es decir que se considera que el esfuerzo en el acero de compresión es " $f's - 0,85 \cdot f'c$ " ó " $f_y - 0,85 \cdot f'c$ " cuando cede.

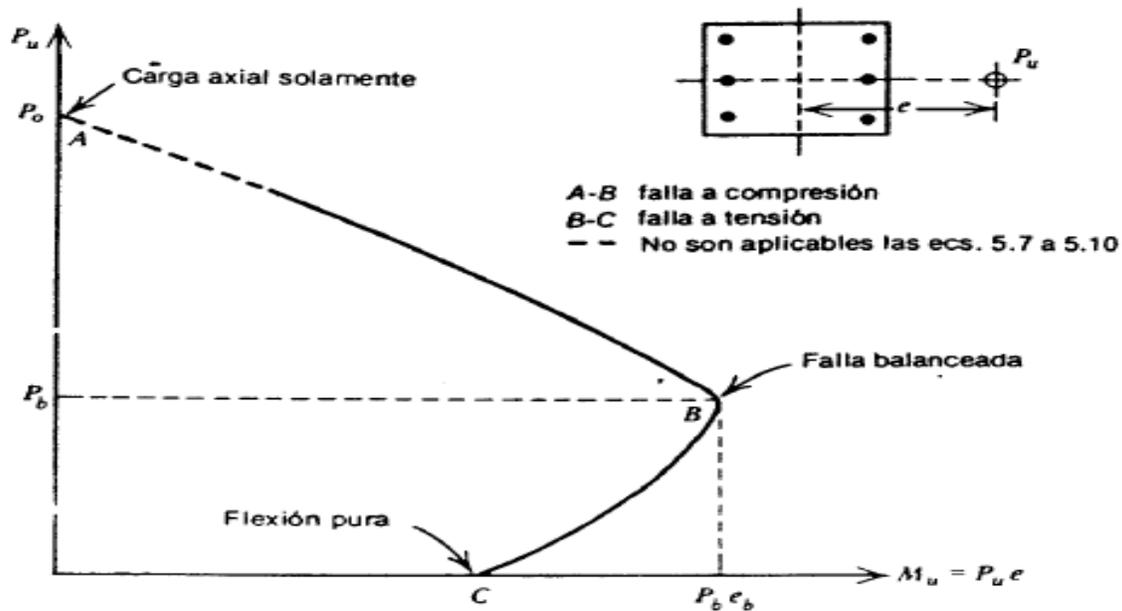


Figura 19. Diagrama de interacción para una sección de columnas de concreto armado cargado excéntricamente, indicando las combinaciones de carga y excentricidad que provocan la falla.

Fuente: Park y Paulay 1983.

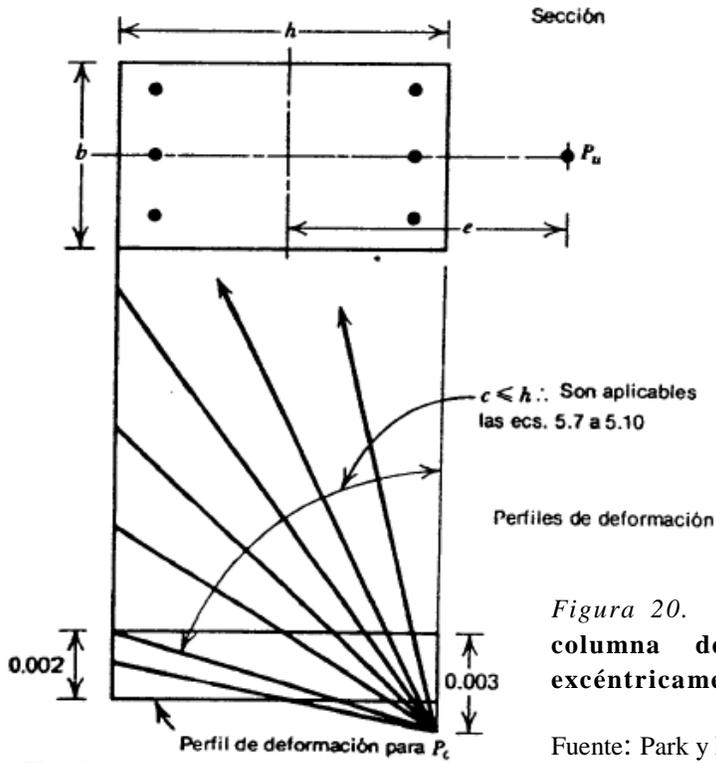


Figura 20. Perfiles de deformaciones para columna de concreto armado cargada excéntricamente a carga última.

Fuente: Park y Paulay 1983.

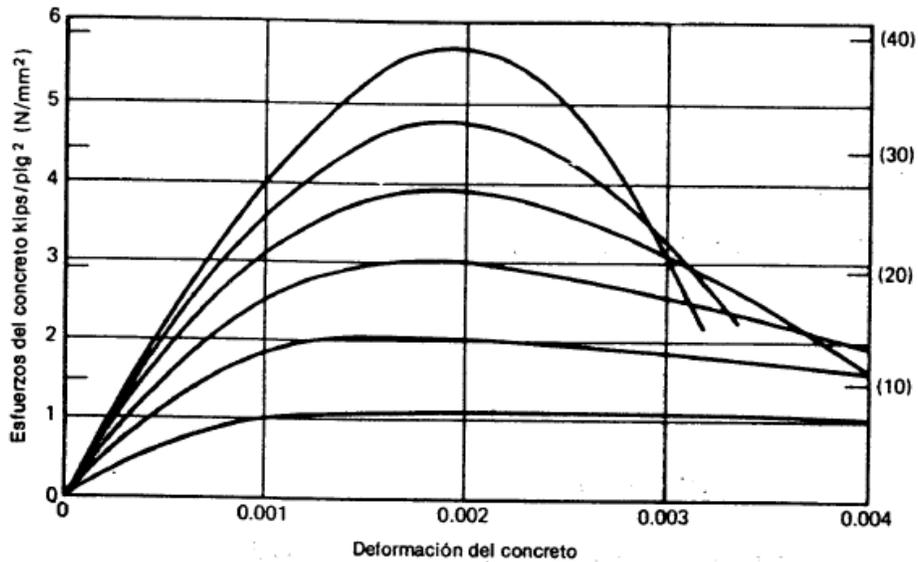


Figura 21. Curvas de esfuerzo-deformación para cilindros de concreto cargados en compresión uniaxial.

Fuente: Park y Paulay 1983.



Diseño De Secciones Rectangulares Con Varillas En Una O Dos Caras

En la práctica, todas las columnas están sujetas a cierto momento flexionante, debido a la torcedura inicial y a las cargas asimétricas. En consecuencia, una columna cargada axialmente no es un caso práctico, y se recomienda que no se considere la excentricidad con que se aplica una carga a compresión con menos de algún valor mínimo. En efecto, se podría justificar agregar a todas las columnas una excentricidad adicional para dar margen a efectos imprevistos que pudieran aumentar la excentricidad de la carga.

A menudo en el diseño de columnas no se pueden eliminar las fallas a compresión limitando las proporciones de la sección. Por tanto, es necesario formular ecuaciones de diseño tanto para falla a tensión como a compresión. Se puede utilizar las ecuaciones de análisis para el diseño después de introducirles, modificaciones que incluyan el factor " ϕ " de reducción de capacidad. Se listan los factores de reducción de capacidad para columnas de acuerdo con el ACI 318-71. Se debe notar que para pequeñas cargas axiales, reduciéndose a cero en el intervalo de falla a tensión, se puede aumentar linealmente el factor de reducción de capacidad desde 0,75 para columnas zunchadas, ó 0,70 para columnas con estribos hasta 0,90 conforme la carga ultima decrezca desde aproximadamente " $0,1 * f'c * Ag$ " hasta cero, en que " Ag " es el área bruta de la sección de la columna.

Se puede escribir las ecuaciones de diseño para la sección de la fig. 22 utilizando las ecs. 28, 29 y 31 como sigue

$$Pu = \phi * (0,85 * f'c * a * b + A's * fy - As * fs) \quad (38)$$

y

$$Pu * e = \phi * [0,85 * f'c * a * b * (d - 0,5 * a) + A's * fy * (d - d')] \quad (39)$$

(40)

$$Pu * e = \phi [0,85 f'c * a * b (d - d'' - 0,5 * a) + A's * fy (d - d' - d'') + A's * fs * d'']$$

En la falla balanceada, " $fs = fy$ ", y de la ec. 34 se tiene



$$ab = \frac{0,003 * E_s}{f_y + 0,003 * E_s} * \beta_1 * d \quad (41)$$

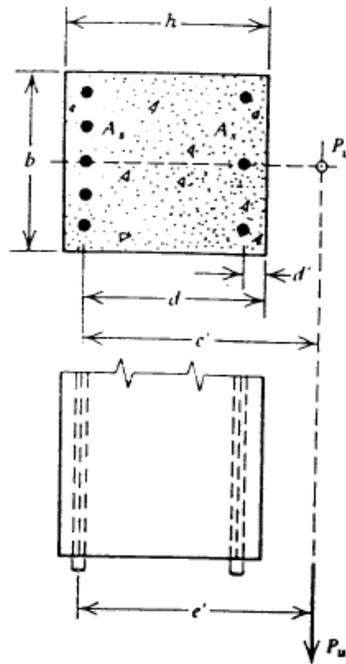


Figura 22. Sección rectangular de concreto con varillas en una o dos caras.

Fuente: Park y Paulay 1983.

Sustituyendo “a = ab” de la ec. 41 y “f_s = f_y” en las ecs. 38 y 40 se obtiene “P_b” y “P_b*e”. Luego se puede determinar el tipo de falla. Nótese que las ecuaciones suponen que el acero de compresión está cediendo (f_s = f_y), lo que debe verificarse. De la ec. 36, el acero de compresión está cediendo si

$$\epsilon'_s = 0,003 \frac{a - \beta_1 * d'}{a} \geq \frac{f_y}{E_s} \quad (42)$$

Si se encuentra que el acero de compresión no está cediendo, se debe sustituir la expresión

$$f'_s = \epsilon'_s * E_s = 0,003 * \frac{a - \beta_1 * d'}{a} * E_s \quad (43)$$

En vez de “f_y” en todos los términos que involucren “A_s” en las ecs. 38 a 40.

Si se desea tomar en cuenta el área de concreto desplazado por el acero de compresión, se debe reducir el esfuerzo en el acero de compresión en “0,85*f_c”.



FALLA A TENSION

Si “ $P_u < P_b$ ”, rige la tensión (“ $f_s = f_y$ ”) y se puede encontrar la profundidad del bloque “ a ” de compresión de la ec. 38 y sustituirse en la ec. 39 para dar

$$P_u = \varphi * 0,85 f'c * a * b \left(\rho' * m' - \rho * m + 1 - \frac{e'}{d} + \left\{ \left(1 - \frac{e'}{d} \right)^2 + 2 \left[\frac{e'}{d} (\rho * m - \rho' * m') + \rho' * m' \left(1 - \frac{d'}{d} \right) \right] \right\}^{\frac{1}{2}} \right) \quad (44)$$

En que

$$m = \frac{f_y}{0,85 * f'c}$$

$$m' = m - 1$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

$$\rho' = \frac{A's}{b * d}$$

Para los casos de los esfuerzos simétricos ($\rho = \rho'$), ó sin refuerzo de compresión ($\rho' = 0$), la ec. 44 se simplifica más. Esta ecuación toma en cuenta el área del concreto desplazado por el acero a compresión.

FALLA A COMPRESION

Si “ $P_u > P_b$ ”, rige la compresión (“ $f_s < f_y$ ”). Entonces, de la ec. 45

$$f_s = 0,003 \frac{\beta_1 * d - a}{a} * E_s \quad (45)$$

Sustituyendo este valor de “ f_s ” en las ecs. 38 y 39 ó 40 es posible encontrar “ a ” y resolver la sección. Sin embargo, esta no es una solución sencilla, debido a los extensos cálculos

necesarios para determinar “a”. Cuando la compresión rige, se dispone de dos métodos aproximados:

Se puede suponer una relación lineal entre “Pu” y “Pu*e”. Esto equivale a suponer (en forma conservadora por lo que respecta a la resistencia) que la línea “AB” de la fig. 19 es recta. Esta aproximación se ilustra en la fig. 24 para un punto en la línea supuesta la falla “AB” de la fig. 23, se encuentra por triángulos semejantes Y se puede encontrar “Pb” y “eb” sustituyendo la ec. 41 en las ecs. 38 y 40. En consecuencia, se puede encontrar de la ec. 46 la correspondiente “Pu” a una “e” dada ó viceversa. Es evidente que la forma de la ec. 46 hace más útil la expresión para el análisis que para el diseño.

1) puede encontrar “Pb” y “eb” sustituyendo la ec. 41 en las ecs. 38 y 40. En consecuencia, se puede encontrar de la ec. 46 la correspondiente “Pu” a una “e” dada ó viceversa. Es evidente que la forma de la ec. 46 hace más útil la expresión para el análisis que para el diseño

$$P_u = P_o - (P_o - P_b) * \frac{P_u * e}{P_b * e_b}$$

Donde

$$P_u = \frac{P_o}{1 + \left(\frac{P_o}{P_b} - 1\right) * \frac{e}{e_b}} \quad (46)$$

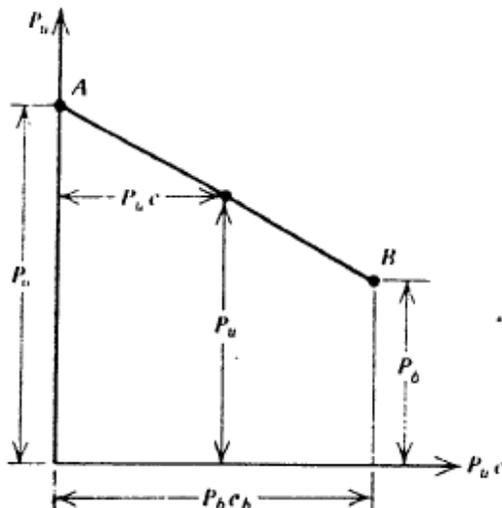


Figura 23. Aproximación lineal de falla a compresión para una columna de concreto reforzado cargada excéntricamente.

Fuente: Park y Paulay 1983.



De donde la ec. 21

$$P_o = \varphi * [0,85 * f'c * (A_g - A_{st}) + A_{st} * f_y] \quad (47)$$

- 2) Se puede utilizar una ecuación de resistencia para el refuerzo simétrico ($\rho = \rho'$), se considera que la capacidad máxima en el concreto de tomar momentos en la que encuentran para vigas que fallan en compresión, dada por la ec. 48. Esto quiere decir que en la resistencia a flexión, la fuerza del momento del concreto respecto del área de tensión del acero dada por

$$M_u = 0,333 * f'c * b * d^2 \quad (48)$$

Según esto, para excentricidades grandes se considera que el equilibrio de los momentos de las fuerzas respecto del acero de tensión requiere

$$P_u = \frac{A's * f_y}{\frac{e}{d - d'} + 0,5} + \frac{f'c * b * h}{3 * h * \frac{e}{d^2} + \frac{6 * d * h - 3 * h^2}{2 * d^2}} \quad (49)$$

Aunque esta ecuación no tiene significado real para pequeñas excentricidades, se puede utilizar bajo estas condiciones si se ajusta “ P_u ” para acercarse al valor correcto para una columna cargada axialmente cuando “ $e \rightarrow 0$ ”.

Cuando “ $e = 0$ ”, el primer término al lado derecho de la ec. 49 da “ $2 * A's * f_y$ ” para la fuerza del acero como se requiere, ya que “ $A's = A_s$ ”. Para que el segundo termino de “ $0,85 * f'c * b * h$ ” para la fuerza de concreto cuando “ $e = 0$ ” se debe satisfacer la siguiente condición:

$$\frac{6 * d * h - 3 * h^2}{2 * d^2} = 1,18$$

En consecuencia, la ecuación del diseño queda como

$$P_u = \varphi \left[\frac{A's * f_y}{\frac{e}{d - d'} + 0,5} + \frac{b * h * f'c}{\frac{3 * h * e}{d^2} + 1,18} \right] \quad (50)$$

Se debe verificar con el diagrama de deformaciones que el acero de compresión este cediendo. En la fig. 24 se muestra una gráfica de la ecuación de diseño de WHITNEY. Es obviamente inaplicable por debajo de la curva de falla a tensión. Cuando se comparan con la curva dada por las ecuaciones más exactas 38, 39, 40 y 45, la expresión de Whitney no coincide con exactitud. Sin embargo la ec. 50 es una buena aproximación de diseño, fácil de utilizar ya que la solución de una ecuación lineal da el área del acero.

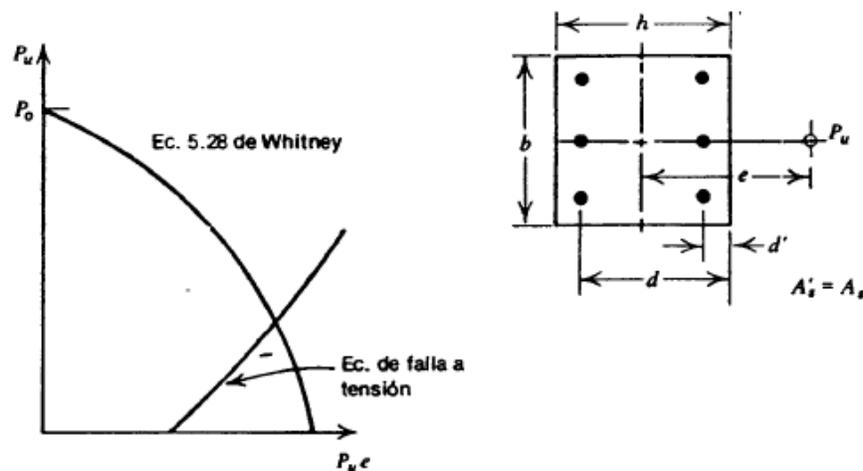


Figura 24. Aproximación de la falla de compresión de Whitney para una columna de concreto reforzado cargada excéntricamente con refuerzo simétrico.

Fuente: Park y Paulay 1983.

Es posible diseñar columnas que transmitan una pequeña carga de compresión con gran excentricidad con pequeña área de acero de compresión ($A's < A_s$) debido a que no se requiere que la fuerza interna de compresión sea grande. Sin embargo, para asegurar que ese miembro sea razonablemente dúctil, se recomienda que cuando el nivel de la carga



axial sea menor que la carga de falla balanceada, “Pb” ó que “0,1*f’c*Ag”, rigiendo el más pequeño de ambos, la cuantía de refuerzo “ρ” del acero de tensión no exceda 0,75 de la cuantía que produciría una falla balanceada para la sección bajo flexión sin carga axial. Consecuentemente se debe satisfacer la ec. 51.

$$\rho b = \frac{0,85 * f'c * \beta 1}{y} * \frac{0,003 * Es}{0,003 * Es + fy} + \frac{\rho' * f's}{fy} \quad (51)$$

También se recomienda que el área del acero longitudinal no sea inferior a 0,01 ni que 0,08 veces el área bruta de sección.

Secciones Rectangulares Con Varillas En Las Cuatro Caras

Cuando una sección tiene varillas distribuidas en todas las caras, dificulta la deducción de ecuaciones de análisis y diseño debido a que aquellas pueden estar en distintos niveles de esfuerzos en toda la sección. Se puede desarrollar el análisis de esa sección utilizando los requerimientos de compatibilidad de deformaciones y equilibrio.

Considérese la sección de columna reforzada simétricamente mostrada en la fig. 25 en la carga ultima. Para una varilla cualquiera “i” en la sección, el diagrama de deformaciones indica que

$$\varepsilon_{si} = 0,003 * \frac{c - di}{c} \quad (52)$$

En que las deformaciones de compresión son positivas y las deformaciones de tensión negativas. Las siguientes relaciones dan entonces el esfuerzo “fsi” en la varilla “i”. Si

$$\varepsilon_{si} \geq \frac{fy}{Es}, \quad f_{si} = fy$$

Ó si

$$\frac{fy}{Es} > \varepsilon_{si} > \frac{fy}{Es}, \quad f_{si} = \varepsilon_{si} * Es \quad (53)$$



Ó si

$$\epsilon_{si} \leq -\frac{fy}{Es}, \quad f_{si} = fy$$

Entonces “fs*Asi” da la fuerza en la varilla “i”, en que “Asi” es el área de esta. Entonces se pueden escribir las ecuaciones de equilibrio para una sección con “n” varillas como

$$Pu = 0,85 * f'c * a * b + \sum_{i=1}^n f_{si} * Asi \quad (54)$$

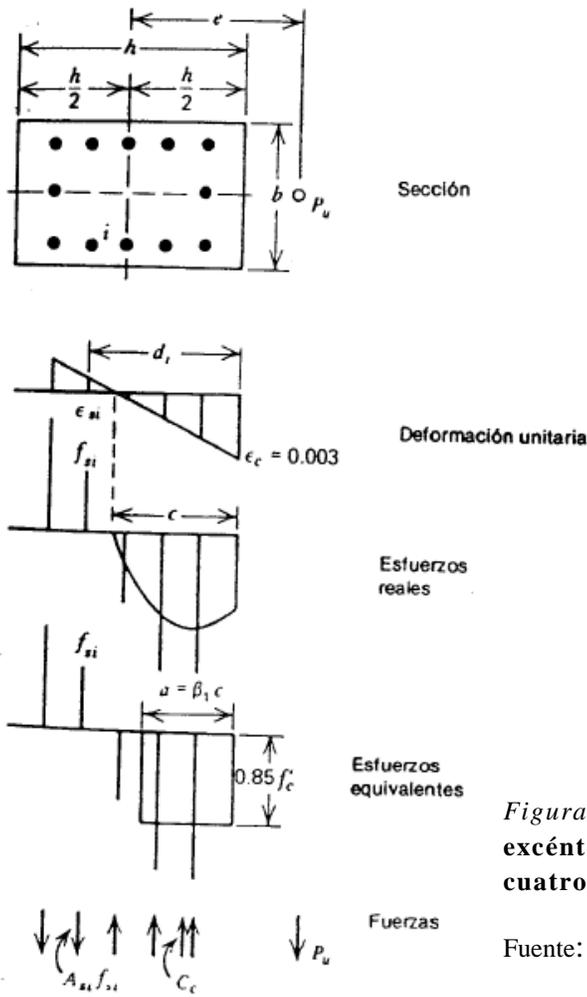


Figura 25. Sección de columna cargada excéntricamente con varillas en las cuatro caras a carga ultima.

Fuente: Park y Paulay 1983.



$$P_u * e = 0,85 * f'_c * a * b * \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + \sum_{i=1}^n f_{si} * A_{si} * \left(\frac{h}{2} - d_i\right) \quad (55)$$

En las ecs. 54 y 55 se deben dar atención debida al signo del esfuerzo al sumar las fuerzas del acero en la sección.

En el caso general, es mejor utilizar una solución de pruebas y ajustes para el análisis. Por ejemplo, para calcular la carga ultima de una sección dada con excentricidad determinada, el procedimiento es el que sigue:

- 1) Elegir un valor para la profundidad “c” del eje neutro.
- 2) Calcular el esfuerzo en el acero en todas las varillas utilizando las ecs. 52 y 53.
- 3) Calcular “pu” de las ecs. 54 y 55.
- 4) Repetir los pasos 1,2 y 3 hasta que los valores de “Pu” obtenidos de las ecs. 54 y 55 sean iguales.

Nótese que debe reducirse el nivel de esfuerzo en las varillas de refuerzo de compresión en “0,85*f’c” si se requiere tener en cuenta el área del concreto a compresión desplazada por el acero.

Graficas Y Tablas De Diseño

En la práctica es posible desarrollar rápidamente el diseño y análisis de secciones de columna usando gráficas y tablas de diseño, de las cuales se han publicado una extensa serie de las mismas.

Las gráficas de diseño son conjunto de diagramas de interacción que grafican la carga última y el momento en forma dimensional. La fig. 26 es una gráfica para secciones rectangulares con varillas en las cuatro caras. Conocidos el tamaño de la columna, resistencia de los materiales y carga y momentos últimos, se fija en la gráfica un punto coordinado que define “pt*m”, del que se puede calcular el área requerida de acero. En



caso alterno, conocidos el tamaño de columna, resistencias posibles de la carga y momento últimos. Las gráficas abarcan el diseño de columnas rectangulares con estribos con varillas en dos o cuatro caras, y columnas zunchadas cuadradas y circulares con las varillas dispuestas en círculo. El intervalo de las variables consideradas es de así: “ $f_y = 40$ a 60 kips/plg. $F'c \leq 4$ a 5 kips/plg. Y $g = 0,6$ a $0,9$ ”. En que “ g ” indica la distancia entre los grupos de varillas como una fracción de la dimensión de la sección. Las gráficas incluyen el factor de reducción de capacidad, que se considera igual a $0,7$ para secciones rectangulares, ó $0,75$ para secciones circulares o cuadradas con acero en círculos. El factor de reducción de capacidad se mantiene constante en los valores especificados para todos los niveles de carga; consecuentemente, las gráficas no incluyen el incremento en el factor de reducción de capacidad a valores hasta $0,9$ a baja carga axial. Sin embargo, al utilizar las gráficas se puede hacer un ajuste para tomar en cuenta esta diferencia.

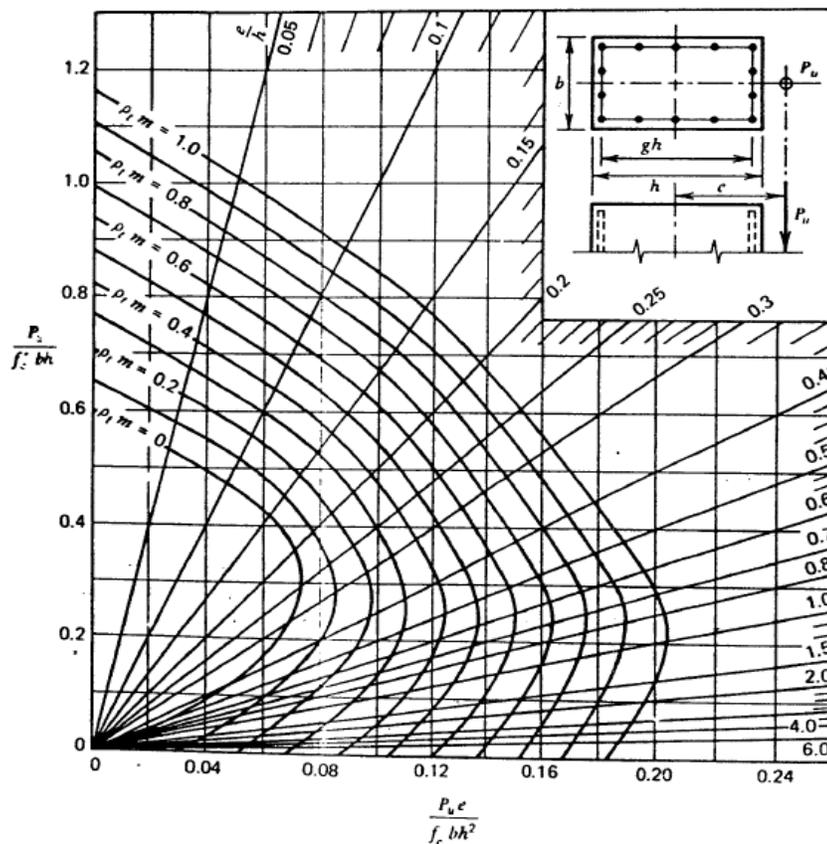


Figura 26. Grafica de diseño para una sección de columna de concreto armado cargada excéntricamente con $\phi = 0,7$; $0,25A_{st}$ en cada cara; $g = 0,7$; $f'c \leq 4000$ lb/plg²; $f_y = 60000$ lb/plg².

Fuente: Park y Paulay 1983.

Columnas Cortas Cargadas Excéntricamente Con Flexión Biaxial

En la práctica, muchas columnas están sujetas a flexión alrededor de ambos ejes principales simultáneamente, especialmente las columnas de las esquinas de edificios.

En las figs. 27 y 28 respectivamente se muestra una sección de columna de concreto reforzado simétricamente con flexión biaxial, y las deformaciones, esfuerzos y fuerzas de en la sesión bajo carga ultima. Las ecuaciones dadas por la compatibilidad de deformaciones es equilibrio se pueden utilizar para analizar la sección. Usando las ecs. 56 a 64 se pueden encontrar las deformaciones, esfuerzos y fuerzas en el acero para determinada posición del eje neutro. La fuerza resultante en el concreto depende del perfil del bloque de esfuerzos (vea fig 29). Las ecs. 65 a 67 y otras deducidas análogamente dan los valores “ C_c ”, “ \bar{x} ” y “ \bar{y} ”. Entonces se pueden describir las ecuaciones de equilibrio para el esfuerzo simétrico con la notación dada en la fig. 28 como.

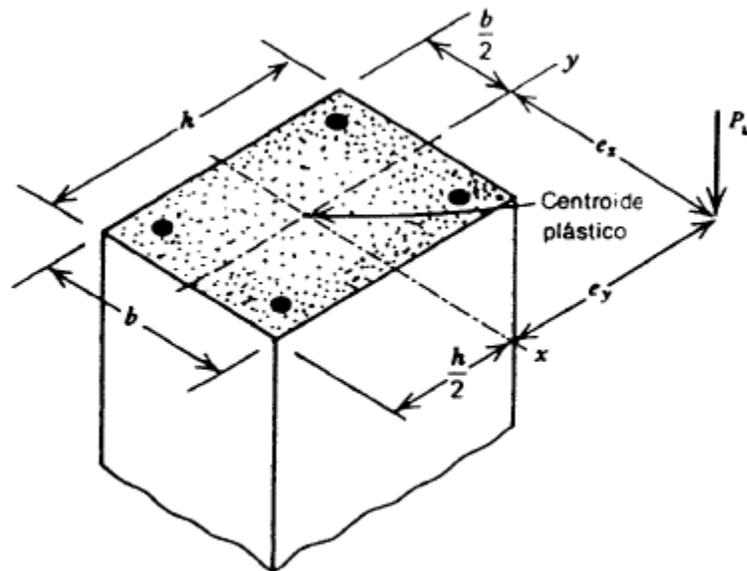


Figura 27. Sección de columna de concreto con flexión biaxial, reforzada simétricamente.

Fuente: Park y Paulay 1983.

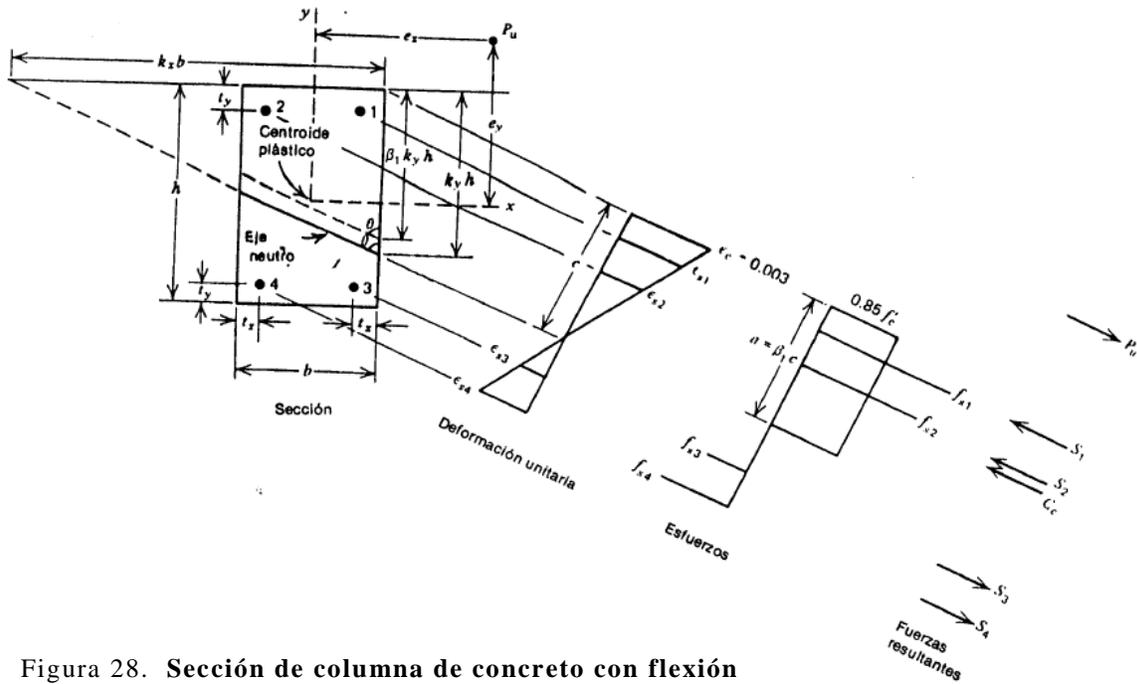


Figura 28. Sección de columna de concreto con flexión biaxial en la carga ultima.

Fuente: Park y Paulay 1983.

Deformaciones en el acero considerando los triángulos semejantes del diagrama de deformación de la fig. 30

$$\epsilon_{s1} = 0,003 * \left(1 - \frac{tx}{kx * b} - \frac{ty}{ky * h} \right) \tag{56}$$

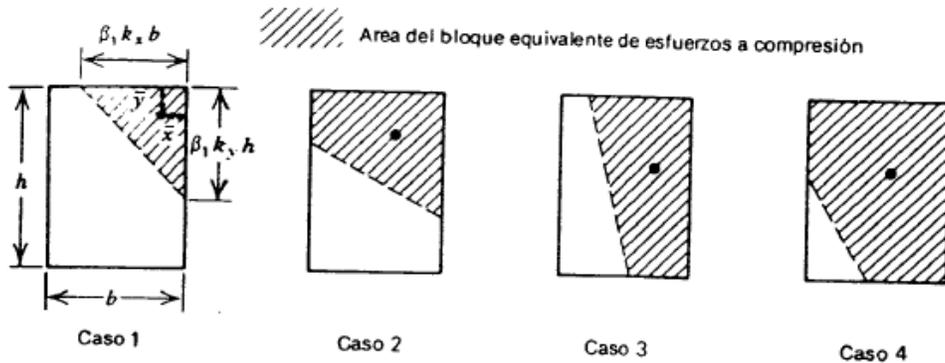


Figura 29. Formas posibles del área del bloque de esfuerzos de compresión equivalente.

Fuente: Park y Paulay 1983.

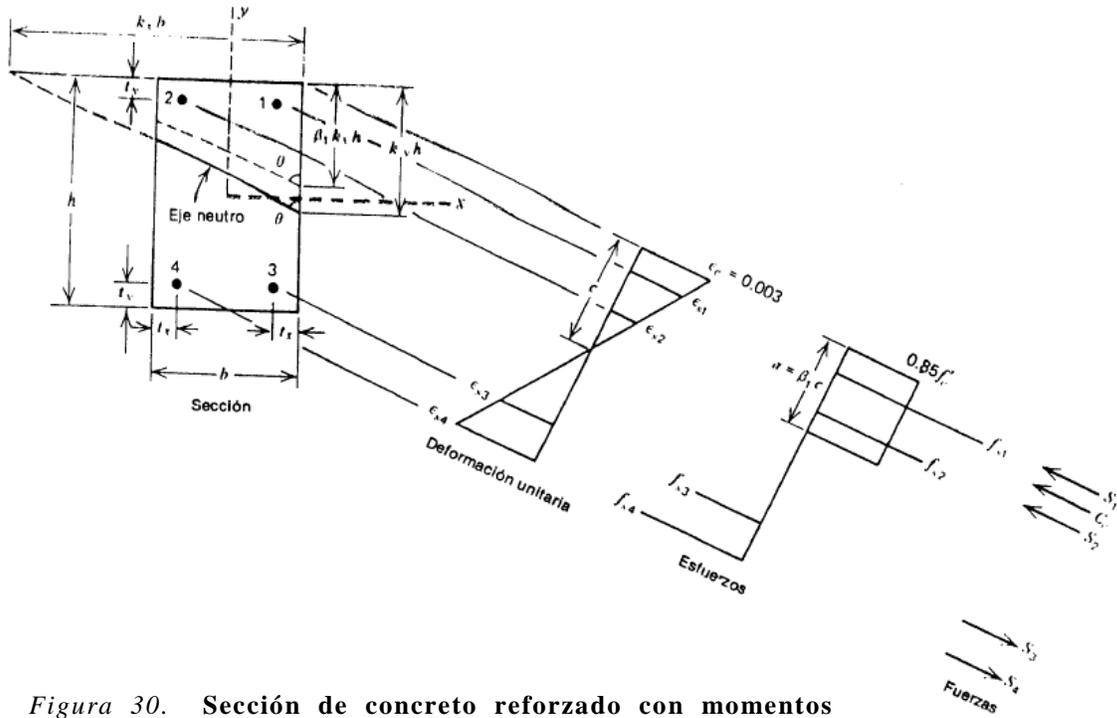


Figura 30. Sección de concreto reforzado con momentos flexionantes biaxiales cuando se alcanza la resistencia a flexión.

Fuente: Park y Paulay 1983.

$$\epsilon_{s2} = 0,003 * \left(1 - \frac{b - tx}{kx * b} - \frac{ty}{ky * h} \right) \quad (57)$$

$$\epsilon_{s3} = 0,003 * \left(1 - \frac{tx}{kx * b} - \frac{h - ty}{ky * h} \right) \quad (58)$$

$$\epsilon_{s4} = 0,003 * \left(1 - \frac{b - tx}{kx * b} - \frac{h - ty}{ky * h} \right) \quad (59)$$

Los esfuerzos y las fuerzas en el acero siguen luego de la curva esfuerzo-deformación para el acero. Para el caso usual de un punto bien definido de cedencia, para la varilla 1 si

$$\epsilon_{s1} \geq \frac{fy}{Es}, \quad fs1 = fy$$



Ó si

$$\frac{fy}{Es} > \varepsilon s1 > \frac{fy}{Es}, \quad fs1 = \varepsilon s1 * Es \quad (60)$$

Ó si

$$\varepsilon si \leq -\frac{fy}{Es}, \quad fsi = fy$$

Los esfuerzos en las varillas 2,3 y 4 se encuentran en forma análoga.

$$S1 = As1 * fs1 \quad (61)$$

$$S2 = As2 * fs2 \quad (62)$$

$$S3 = As3 * fs3 \quad (63)$$

$$S4 = As4 * fs4 \quad (64)$$

La fuerza a compresión resultante en el concreto y su posición depende del perfil y área del bloque de esfuerzos de compresión equivalente. En la fig. 29 se muestran los cuatro perfiles posibles.

$$Cc = \frac{0,85f'c * \beta 1 * ky * h * \beta 1 * kx * b}{2} = 0,425f'c * kx * ky * g * h * \beta 1^2 \quad (65)$$

$$\bar{x} = 0,333 * \beta 1 * kx * b \quad (66)$$

$$\bar{y} = 0,333 * \beta 1 * ky * h \quad (67)$$

$$Pu = Cc + S1 + S2 + S3 + S4 \quad (68)$$



$$\begin{aligned} M_{ux} &= P_u * e_y = & (69) \\ &= C_c * \left(\frac{h}{2} - \bar{y}\right) + (S_1 + S_2) * \left(\frac{h}{2} - ty\right) - (S_3 + S_4) * \left(\frac{h}{2} - ty\right) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{uy} &= P_u * e_x = & (70) \\ &= C_c * \left(\frac{b}{2} - \bar{x}\right) + (S_1 + S_3) * \left(\frac{b}{2} - tx\right) - (S_2 + S_4) * \left(\frac{b}{2} - tx\right) \end{aligned}$$

Es necesario utilizar los signos adecuados (“+” para compresión y “-“ para tensión) cuando se utilizan estas ecuaciones. Si la columna tiene más de cuatro varillas, se pueden incluir las fuerzas del acero adicional.

Es difícil realizar el análisis y diseño de secciones de columnas con flexión biaxial, debido a que se necesita un procedimiento de pruebas y ajustes para encontrar la inclinación y profundidad del eje neutro que satisfaga las ecuaciones de equilibrio. Por lo general, el eje neutro no es perpendicular a la excentricidad resultante. En el diseño se puede suponer una sección y arreglo de refuerzos, e ir corrigiendo sucesivamente el área de refuerzos hasta que la capacidad de la sección se aproxime al valor requerido.

Se puede ilustrar la resistencia de las columnas con flexión biaxial mediante las superficies de interacción. La línea de falla o línea de interacción de una columna con flexión uniaxial se muestra en la fig. 19. Variando la inclinación del eje neutro es posible obtener una serie de diagramas de interacción a distintos ángulos respecto a los ejes principales de la sección. En la fig. 31 aparece un conjunto típico de diagramas de interacción para una sección dada, y un conjunto completo de diagramas para todos los ángulos describen la superficie de interacción (ó la superficie de falla). Cada punto de esta superficie representa un conjunto específico de carga axial “ P_u ”, y momentos alrededor de los ejes principales “ M_{ux} ” y “ M_{uy} ”, que juntos producen falla de la sección.

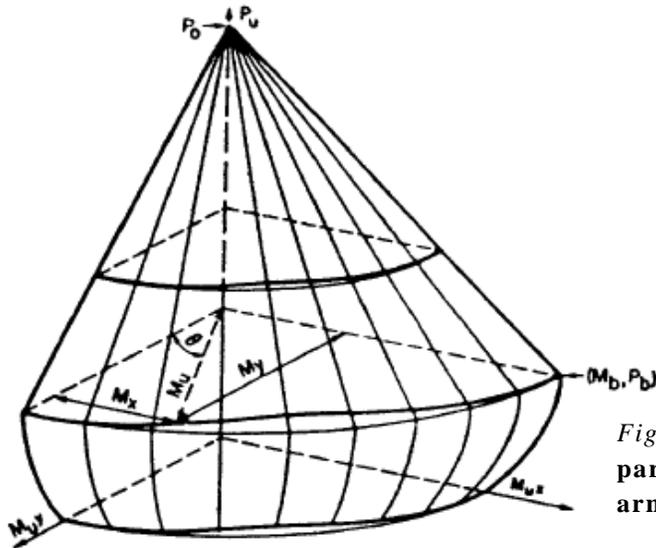


Figura 31. Superficie de interacción para una columna de concreto armado con flexión biaxial.

Fuente: Park y Paulay 1983.

Si se toma una sección horizontal a través de la superficie de interacción de la fig. 31, la línea de interacción obtenida proporciona las combinaciones posibles de “ M_{ux} ” y “ M_{uy} ”, que provocarían falla a determinada carga axial “ P_u ”. Esta línea a de contorno de carga constante de la superficie de interacción. En la fig. 32 se ha dibujado la línea, y el análisis muestra que su perfil es distinto al de una elipse (o distinto a un círculo en el caso especial de “ M_{ux} ” = “ M_{uy} ”). La desviación de la línea de interacción respecto de una línea circular es máxima para flexión a 45° respecto de los ejes mayores para el caso “ M_{ux} ” = “ M_{uy} ”, es difícil deducir una expresión para la forma de la línea de interacción en el caso general debido a que esta varía con la geometría de la sección, la resistencia de los materiales, el arreglo y cuantía del acero y el nivel de carga axial.

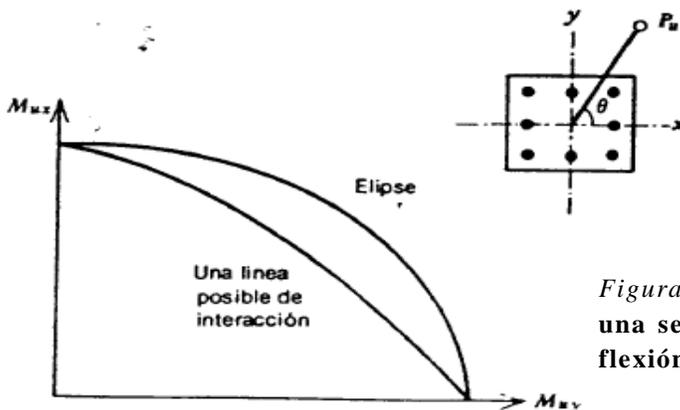


Figura 32. Línea de interacción para una sección de columna rectangular con flexión biaxial bajo P_u constante.

Fuente: Park y Paulay 1983.



Es evidente que la preparación de graficas de diseño basadas en las superficies reales de interacción para columnas con flexión biaxial requiere considerar un gran número de variables. No se podrían proporcionar superficies de interacción que abarcaran todos los casos posibles de diseño sin un gran número de gráficas.

Por las compilaciones de la teoría, muchos diseñadores en la práctica han tratado en forma inadecuada o ignorando del todo la flexión biaxial. Sin embargo, se dispone de enfoques de diseño para la flexión biaxial en que se reduce el trabajo de diseño utilizando aproximaciones simplificadoras.

Métodos Aproximados De Análisis Y Diseño Por Flexión Biaxial

Los métodos aproximados de análisis y diseño para flexión biaxial pertenecen a tres grupos generales. Empezaremos estudiando los métodos de superposición.

METODOS DE SUPERPOSICION

Se han sugerido algunos métodos simplificados de superposición que reducen la flexión inclinada a flexión alrededor de los ejes principales de a sección, lo que permite utilizar procedimientos para flexión uniaxial. Estos métodos tienen el caso de refuerzo simétrico.

Uno de los métodos es determinar el refuerzo requerido para cada uno de estos casos de carga (“Pu”, “Muy”) y (“Pu”, ”Mux”) por separado, acumulando el esfuerzo resultante. Esto equivale a aplicar la carga primero en el punto 1 y luego en el punto 2 de la fig. 33a. este método no tiene base teórica, de manera que no debe emplearse, ya que puede producir grandes errores del lado de la inseguridad debido a que se toma en cuenta la resistencia completa del concreto dos veces en el diseño.

En forma alterna, se puede tomar cualquier línea recta 1-2 que pase por el punto en que actúa “Pu” (vea fig. 33b). El refuerzo requerido para cada uno de los casos de cargas “Pu” en el punto 1 y “Pu” en el punto 2, se determina por separado y se obtiene el refuerzo resultante mediante suma. De acuerdo con El análisis, los resultados siempre están del lado de la seguridad y en algunos casos pueden llegar a ser excesivamente conservadores.

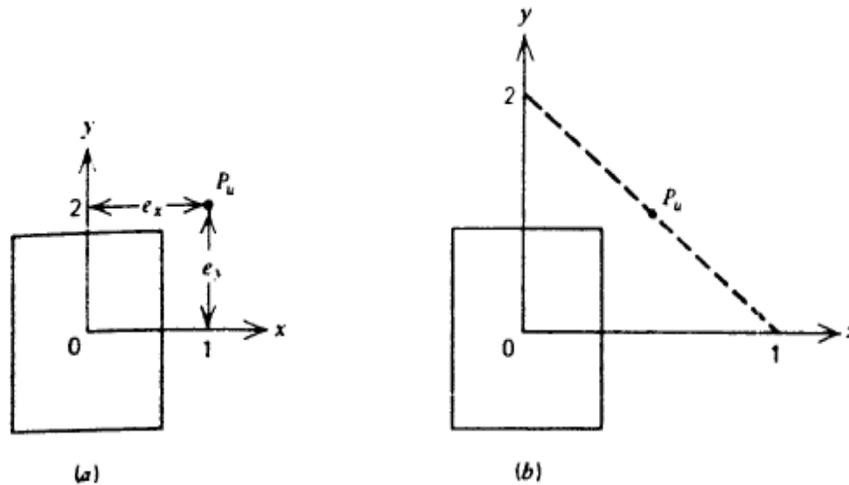


Figura 33. Métodos aproximados de diseño para flexión biaxial.

Fuente: Park y Paulay 1983.

En otro método, se reemplaza “Pu” por dos fuerzas estáticamente equivalentes “Pux” y “Puy” localizadas en los puntos 1 y 2 (vea fig. 33b) de los ejes. Se determina por separado y luego se suman los refuerzos requeridos para cada uno de los casos de cargas “Pux” en 1, tomando la resistencia del concreto “ $f'c \cdot Pux/Pu$ ”, y “Puy” en 2 tomando la resistencia del concreto como “ $f'c \cdot Puy/Pu$ ”, aunque este método no tiene base teórica, se comenta que las soluciones obtenidas en los casos considerados parecen ser satisfactorias.

MÉTODOS DE LA EXCENTRICIDAD UNIAXIAL EQUIVALENTE

En la fig. 34 se presenta la línea de interacción para una sección rectangular de columna con pandeo y axial bajo una carga máxima constante. Las combinaciones posibles de excentricidad para una carga máxima constante “Pu” están dadas por la línea. Por tanto, la

carga máxima para cualquier punto de aplicación (“ e_y ,” “ e_x ”) en la línea es igual a la carga máxima para un punto de aplicación con excentricidad uniaxial “ e_o ”. Esto ilustra un enfoque posible de diseño si la forma de la línea de interacción fuera conocida, sería posible hacer el diseño para la carga “ P_u ” que actúa a la excentricidad uniaxial equivalente “ e_o ”, permitiendo de esta manera, la consideración de pandeo en una sola dirección.

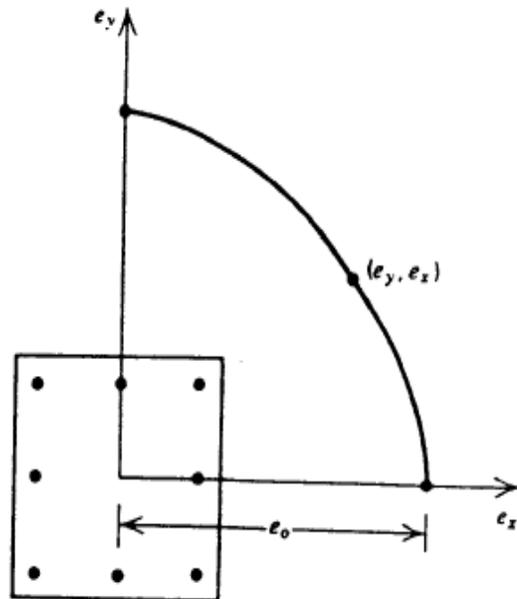


Figura 34. Línea de interacción para columna a flexión biaxial bajo P_u constante.

Fuente: Park y Paulay 1983.

Se ha propuesto una diversidad de expresiones analíticas aproximadas para poder determinar la excentricidad uniaxial “ e_o ”. Por ejemplo

$$e_o = e_x + \left(\frac{1 - \beta}{\beta}\right) * e_y \quad (71)$$

METODOS BASADOS EN APROXIMACIONES PARA EL PERFIL DE LA SUPERFICIE DE INTERACCION

Se han hecho varias sugerencias para el perfil de la superficie de interacción de la que pueden calcularse las resistencias a flexión biaxial, conocidas las resistencias uniaxiales.

Una expresión tomada para la resistencia de una columna cargada biaxialmente es



$$\frac{1}{P_u} = \frac{1}{P_{ux}} + \frac{1}{P_{uy}} - \frac{1}{P_o} \quad (72)$$

En que

P_u = Carga ultima bajo la flexión biaxial.

P_{ux} = Carga ultima cuando solo se está presente la excentricidad “ex”.

P_{uy} = Carga ultima cuando solo se está presente la “ey”.

P_o = Carga ultima cuando no hay excentricidad.

Esta expresión tiene la desventaja de ser más adecuada para el análisis que para el diseño. Se encontró que la carga ultima predicha por la ec. 72 concuerda excelentemente con las cargas últimas dadas por las teorías y por los resultados de prueba en que la desviación máxima de los resultados de pruebas encontrados es de 9,4%.

También se sugiere que la familia de líneas de interacción que corresponde a los distintos niveles de carga constante “ P_u ” se pueden aproximar mediante de la ecuación

$$\left(\frac{M_{ux}}{M_{uxo}}\right)^m + \left(\frac{M_{uy}}{M_{uyo}}\right)^n = 1 \quad (73)$$

En que “ $M_{ux} = P_u \cdot e_y$ ”, “ $M_{uy} = P_u \cdot e_x$ ” y “ e_y ” son las excentricidades de “ P_u ”, y “ M_{uxo} ” y “ M_{uyo} ” son las resistencias a flexión uniaxial alrededor de los ejes “X” y “Y” para la carga constante bajo consideración. Las constantes “m” y “n” dependen de las propiedades de la columna y se determinaron experimentalmente. Se reformulo los valores de la ec. 72

$$m = \frac{\log 0,5}{\log \beta} \quad (74)$$

$$n = \frac{\log 0,5}{\log \beta}$$

En que el “ β ” es el parámetro que determina el perfil de la línea de interacción. El efecto de los distintos valores de “ β ” en la forma de la línea de interacción está representado en la fig. 35. Se calcularon analíticamente los valores de “ β ” que están mostrados en gráficas para una diversidad de disposición de varillas, resistencia de cedencia del acero, índice de refuerzo “ $\rho_t \cdot f_y / f_c$ ” y valores de “ P_u / P_o ” estos valores de “ β ” junto con los valores uniaxiales de la capacidad de momento y un diagrama tal como el de la fig. 35 se pueden utilizar para determinar la capacidad a flexión biaxial una sección dada de columna.

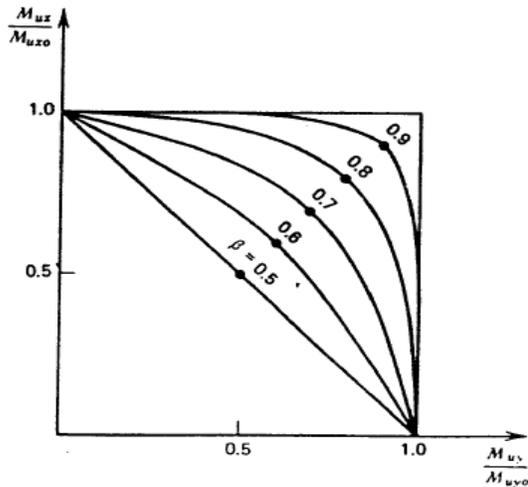


Figura 35. Líneas de interacción columna con flexión biaxial bajo P_u constante.

Fuente: Park y Paulay 1983.

Se han proporcionado otra sugerencia de remplazar la línea curva de interacción bajo carga última constante mediante dos líneas rectas. Por ejemplo, si se conocen los puntos “A”, “B” y “C” de la fig. 36, se pueden remplazar en forma segura la curva real mediante una línea recta “AB” y otra “BC”.

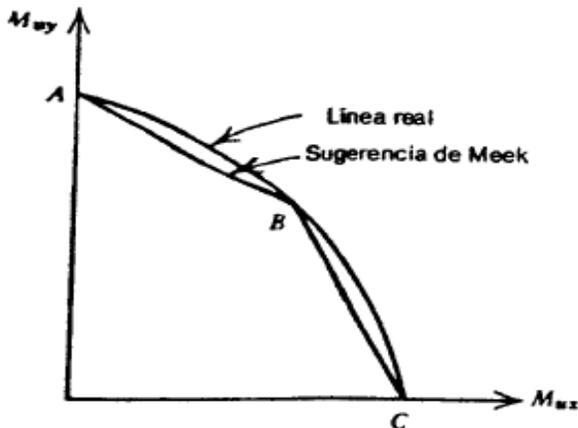


Figura 36. Línea de interacción para columna con P_u constante.

Fuente: Park y Paulay 1983.



Se ha producido una serie de graficas de diseño para flexión de columnas cuadradas alrededor de una diagonal que permite el diseño o análisis de una sección mediante interpolación lineal entre la flexión alrededor de un eje principal y flexión alrededor de una diagonal. Este enfoque es semejante a otros y parece ser la herramienta de diseño más práctica disponible. Se ha mejorado la exactitud de este proceso utilizando una distribución de esfuerzos de compresión del concreto más exacta y produciendo graficas de diseño para flexión alrededor de ejes inclinados a distintos ángulos con respecto a los ejes principales, permitiendo con ello la interpolación lineal entre una diversidad de puntos sobre las líneas de interacción.

Graficas De Diseño

GRAFICA DE DISEÑO DE WEBER

Se utilizó las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones para obtener en base a los principios fundamentales las curvas de interacción “Pu” contra “Pu*e” para columnas cuadradas con la carga aplicada con distintas excentricidades a lo largo de la línea de una diagonal de la sección. Se utilizó el bloque rectangular equivalente de esfuerzos obtenido para áreas comprimidas rectangulares para aproximar las características del bloque de esfuerzos del área de concreto comprimido triangular o cuasi triangular. Las gráficas son para “ $f_c \leq 4000 \text{ lb/plg}^2$, $f_y = 60.000 \text{ lb/plg}^2$, $g = 0,6 \text{ a } 0,9$ ” y para columnas de 4, 8, 12 y 16 varillas (se considera individualmente las varillas en vez de como un perfil tubular delgado equivalente). Las gráficas incluyen una factor de reducción de capacidad “ ϕ ” = 0,7. En la fig. 37 aparece un ejemplo de esta gráfica.

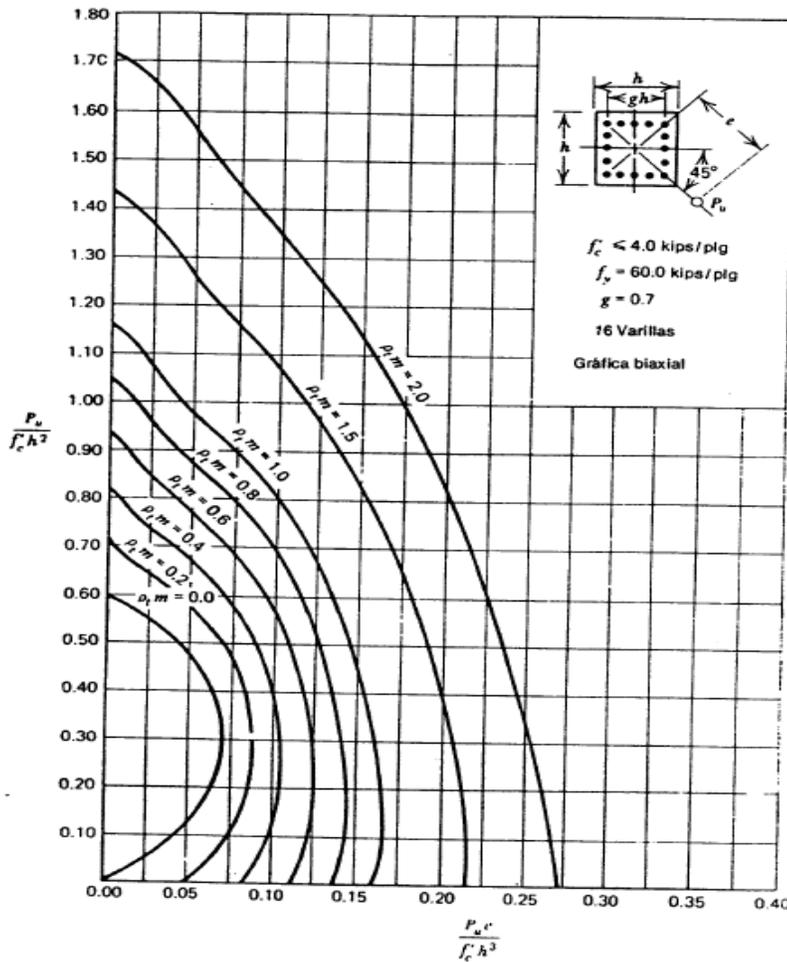


Figura 37. Gráfica de diseño para una sección de columna de concreto armado cuadrada cargada excéntricamente con la carga a lo largo de una diagonal.

Fuente: Park y Paulay 1983.

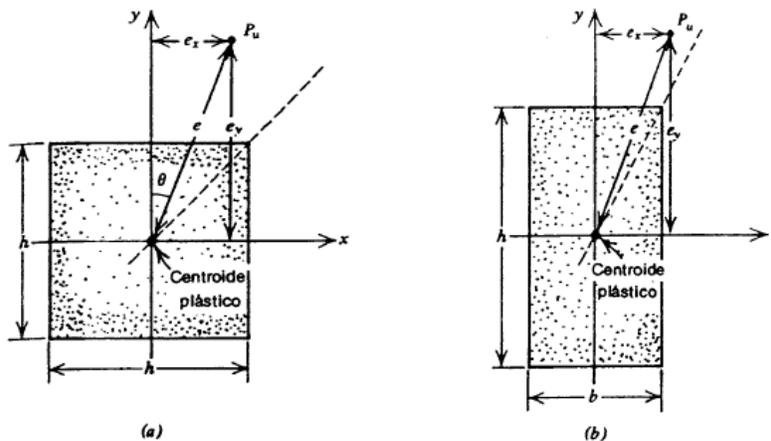


Figura 38. Secciones de columna con flexión biaxial. a) Sección cuadrada b) Sección rectangular.

Fuente: Park y Paulay 1983.



Aunque estas graficas se obtuvieron para secciones cuadradas, los cálculos de comprobación han indicado que se pueden utilizar para sección rectangulares con carga en una diagonal. La fig. 38b representa una sección rectangular con flexión biaxial e indica las direcciones de los ejes. Note que “ $M_{ux} = P_u * e_y$ ” y que “ $M_{uy} = P_u * e_x$ ”. Para utilizar las gráficas para determinar la cuantía de acero necesaria para la sección rectangular con la carga aplicada con la diagonal, se pueden hacer las siguientes modificaciones a los parámetros

Sustituyendo $\frac{P_u}{f'_c * h^2}$ por $\frac{P_u}{f'_c * h * b}$

Sustituyendo $\frac{P_u * e}{f'_c * h^3}$ por $\frac{P_u * e_y}{f'_c * b * h^2} * \sqrt{[1 + ((e_x * h) / (e_y * b))^2]}$

En forma análoga, se puede considerar que los términos adimensionales de la carga y momento utilizados para encontrar la cuantía de acero necesaria para la sección rectangular con la carga aplicada en el eje principal a partir de las gráficas uniaxiales son por las ecuaciones anteriormente descritas.

El método de interpolación por Weber también debe modificarse. En vez de interpolar con respecto a la dirección verdadera de la excentricidad de la carga, la interpolación debe realizarse con respecto al ángulo de la dirección de excentricidad de la sección cuadrada equivalente, dada por

$$\theta' = \tan^{-1} \left(e_x * \frac{h}{e_y * b} \right).$$

En forma análoga, cuando se utilizan las gráficas para analizar secciones, se puede calcular la capacidad de momentos a cualquier ángulos equivalente “ θ' ” interpolando linealmente entre los valores uniaxiales y diagonal encontrados utilizando los términos adimensionales de la carga y momento recién dados.



GRAFICAS DE DISEÑO DE ROW Y PAULAY

Se puede mejorar la exactitud del método de interpolación lineal de Weber si se dispone de graficas de diseño en que la dirección de la excentricidad esta inclinada a distintos ángulos respecto de los ejes principales, permitiendo la interpolación entre una diversidad de puntos sobre la línea de interacción de carga constante. Adicionalmente se pueden tener ciertas dudas respecto a la exactitud del bloque rectangular equivalente de esfuerzos obtenido para áreas comprimidas rectangulares cuando se utiliza para secciones de columna con áreas comprimidas no rectangulares.

Es posible expresar la dirección de la excentricidad “e” de la carga (ver fig. 39) en términos de un parámetro adimensional “ $K = \frac{e_x * h_y}{e_y * b_x}$ ”, en que “ $K = 0$ ” implica carga en el eje “y” “ $K = 1$ ” implica cargas en la diagonal, y “ $K = \infty$ ” implica carga en el eje “x”. Las graficas elaboradas por Row y Pualay para una diversidad de valores de “K” permiten obtener con exactitud la forma de la superficie de interacción. Las gráficas se calcularon a partir de los principios fundamentales usando las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones y suponiendo una curva esfuerzo-deformación para el concreto comprimido que es parabólica hasta un esfuerzo de “ $0,85 * f_c$ ” a una deformación de 0,002, y que luego tiene un esfuerzo constante de “ $0,85 * f_c$ ” hasta deformación máxima de 0,003 en la fibra extrema a compresión. Las gráficas no incluyen el factor “ ϕ ” de reducción de capacidad. En la fig. 40 se muestra un ejemplo.

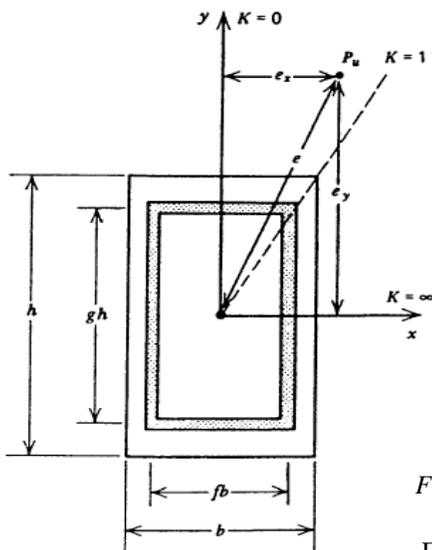


Figura 39. Sección de columna con flexión biaxial.

Fuente: Park y Paulay 1983.

Un ejemplo de las mismas características, se desarrolló con las gráficas de Row y Paulay y las de Weber, siendo las de este último valores menores. La diferencia se debe principalmente a la distribución de esfuerzos de compresión del concreto supuesta y al método de interpolación, siendo el método de Row y Paulay más exacto. Sin embargo, debe notarse que la curva de esfuerzo-deformación adoptada por Row y Paulay es conservadora ya que la fuerza de compresión en el concreto dada por aquella para flexión uniaxial es inferior a la del bloque rectangular. El método de Row y Pulay rinde un resultado conservador en tanto que el valor de Weber puede conducir a errores del lado de la inseguridad.

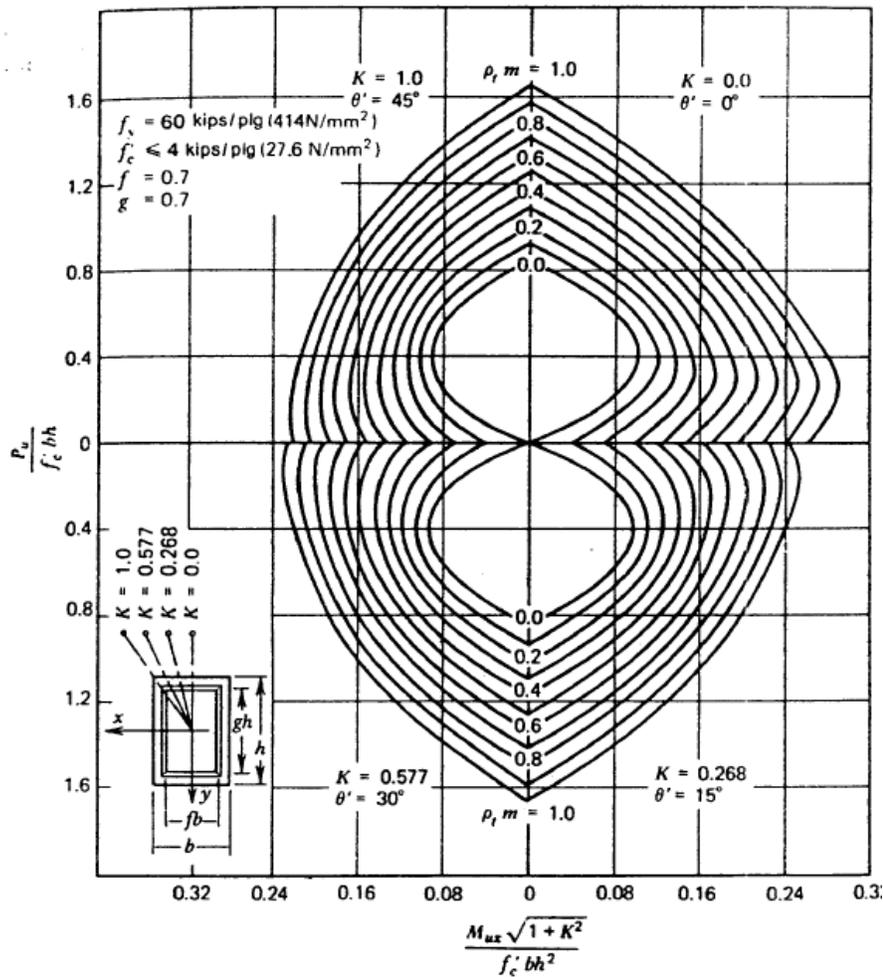


Figura 40. Grafica de diseño para una sección de columna de concreto reforzado con la carga aplicada a distintos ángulos de excentricidad.

Fuente: Park y Paulay 1983.



Columnas Esbeltas

Comportamiento De Columnas Esbeltas

La esbeltez de una columna puede hacer que la carga última se reduzca por deflexiones laterales de la columna provocadas por deflexión. En la fig. 41 se ilustra este efecto para el caso especial de una columna inicialmente recta con flexión en curvatura simple provocada por la carga “P” aplicada con excentricidad igual a “e” en cada extremo. La deformación por flexión de la columna hace que la excentricidad de la carga en la sección crítica sea “e + Δ ”, en que “ Δ ” es la excentricidad adicional debida a la flexión en esa sección. En consecuencia, el momento flexionante máximo aumenta hasta “ $P*(e + \Delta)$ ” a esto comúnmente se le conoce como el efecto “ $P\Delta$ ”. La importancia de las deflexiones laterales debidas a la flexión depende del tipo de carga en la columna y de las condiciones de los extremos. El momento “ $P\Delta$ ” ó momento adicional, a veces se ha denominado momento secundario, aunque ese término tiende a implicar que el momento es de importancia secundaria, en tanto que en algunos casos pueda tener mucho significado.

Una columna corta se define como aquella en que la carga ultima no se reduce por las deformaciones de flexión debido a que las excentricidades adicionales “ Δ ” ó son despreciables u ocurren lejos de la sección crítica. Una columna esbelta se define como aquella en que el momento flexionante amplificado provocado por la excentricidad adicional reduce la carga ultima. El comportamiento de la columna mostrada en la fig. 41 bajo carga creciente está ilustrado en el diagrama de interacción par la sección crítica de la columna dada en la fig. 42. Si la excentricidad adicional “ Δ ” es despreciable, el momento máximo “M” es igual a “Pe” en todas las etapas de carga y se seguirá una trayectoria lineal “P-M” al aumentar la carga.

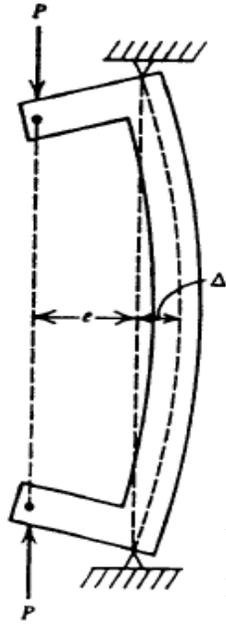


Figura 41. Columna esbelta cargada excéntricamente.

Fuente: Park y Paulay 1983.

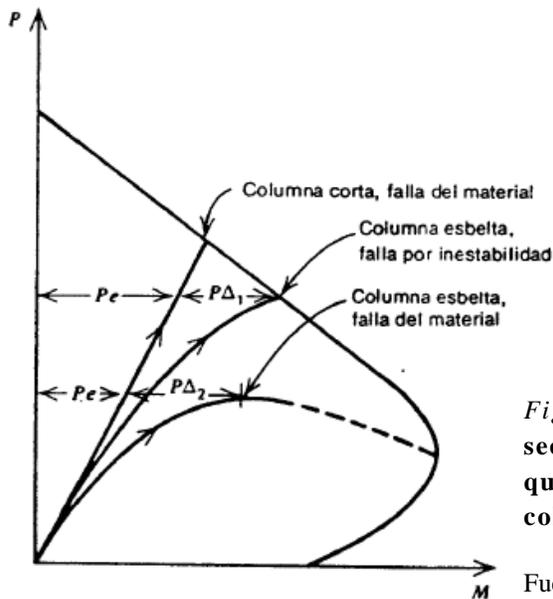


Figura 42. Diagrama de interacción para una sección de columna de concreto reforzado que ilustra el comportamiento P-M de columnas cortas y largas hasta la falla.

Fuente: Park y Paulay 1983.

Este es comportamiento de columna corta, y gradualmente ocurre una falla del material de la sección cuando se llega a la línea de interacción. Si la columna es esbelta, el momento máximo “M” es igual a “ $P(e + \Delta)$ ”, y debido a que Δ aumenta mas rápidamente a niveles de carga alevada, la trayectoria “P-M” es curva. Pueden ocurrir dos tipos de comportamiento de columna esbelta. Primero, una columna puede ser estable bajo la flexión “ Δ_1 ” pero después de alcanzar la línea de interacción ocurre una falla del material de la sección. Este tipo de falla generalmente ocurre en las columnas de edificios que están arriostrados contra



deflexión lateral. En segundo lugar, si la columna es sumamente esbelta, puede hacerse inestable antes de alcanzar la línea de interacción. Esta falla de inestabilidad puede ocurrir en columnas no arriostradas.

Se puede ilustrar el comportamiento de columnas esbeltas para determinadas condiciones de cargas y extremos, utilizando diagramas de interacción de columnas esbeltas. La fig. 43 revela la construcción de uno de estos diagramas. La fig. 43a es el diagrama de interacción para la sección crítica de una columna del tipo mostrado en la fig. 41. Se ilustran los comportamientos de columnas cortas y esbeltas. La columna esbelta tiene una relación de longitud no soportada a peralte de la sección de " $\frac{lu}{h} = 30$ ". La falla de la columna esbelta ocurre en el punto "B" bajo la carga y momento amplificado. El punto "A" determina la carga y momento primario "P*e" en la falla. El punto "A" se puede determinar para diversidad de valores de "e/h" y "lu/h" de manera que puede trazarse la familia de curvas en la fig. 43b, dando la carga "P" y el momento primario "P*e" que provocan la falla de la columna. Esos diagramas son útiles de indicar la reducción en resistencia debida a la esbeltez para distintos casos de cargas.

Columnas arriostradas contra deflexiones laterales, con los extremos articulados con cargas que provocan curvatura simple y doble, se muestran en la fig. 44 para ambos casos de cargas, las deformaciones flexionantes provocan momentos adicionales, pero estos no amplifican los momentos primarios máximos que ocurren en los extremos de las columnas. Sin embargo, si los momentos adicionales son grandes, los momentos máximos pueden desplazarse de los extremos hacia el centro de las columnas. Es evidente que hay más probabilidad de que el momento flexionante máximo se incremente por un momento adicional en el caso de curvatura simple que el caso de curvatura doble, debido a que en el primero las deflexiones laterales son mayores y los momentos primarios son casi máximos en una porción mayor de la columna; se aprecia que la mayor reducción en la carga última ocurre cuando las excentricidades de los extremos son iguales y del mismo signo, y la reducción más pequeña en carga última ocurre cuando las excentricidades del extremo son iguales pero de signo opuesto.

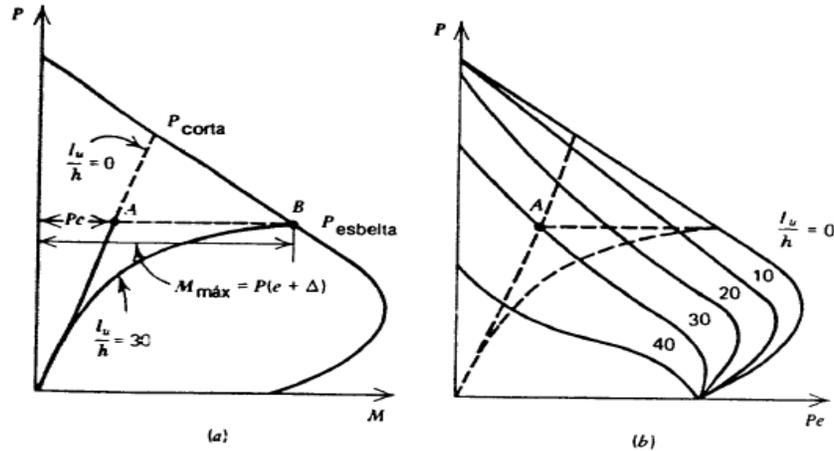


Figura 43. Construcción de diagramas de interacción de columnas esbeltas. a) Comportamiento de columna esbelta b) Diagramas de interacción de columnas esbeltas.

Fuente: Park y Paulay 1983.

Si las columnas no están arriostradas contra deflexiones laterales, los momentos adicionales máximos se inducen en los extremos de las columnas, y el aumento en el momento flexionante máximo puede ser muy apreciable. En la fig. 46 está ilustrado el aumento en el momento para una columna de extremo empotrado con movimiento lateral. Es evidente que si no se limitan completamente los extremos de la columna contra la rotación, sino que solo están restringidos elásticamente en los extremos, ocurrirá cierta rotación del extremo; entonces, debido a la mayor flexibilidad, el desplazamiento lateral, y por tanto los momentos adicionales, aumentan.

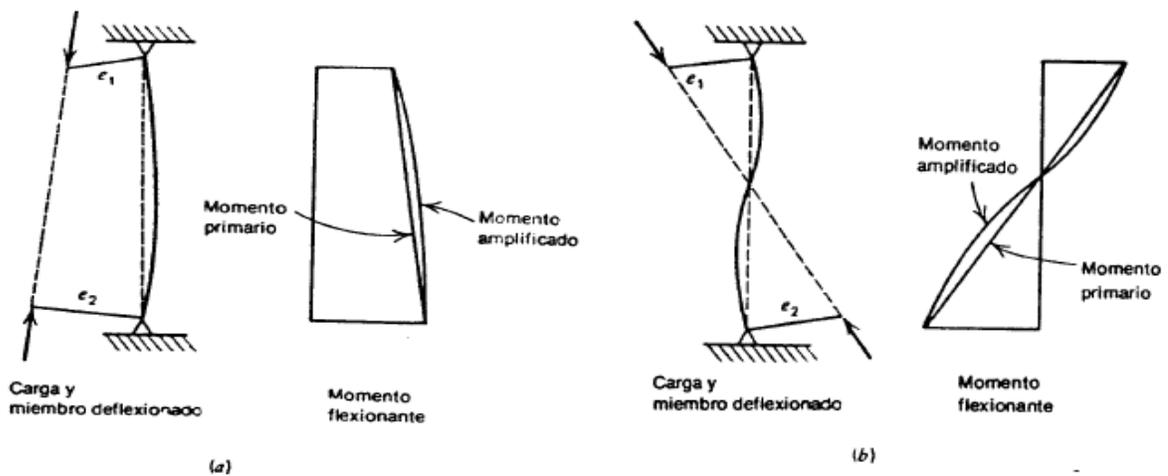


Figura 44. Momentos amplificados en columnas arriostradas. a) Curvatura simple b) Curvatura doble.

Fuente: Park y Paulay 1983.

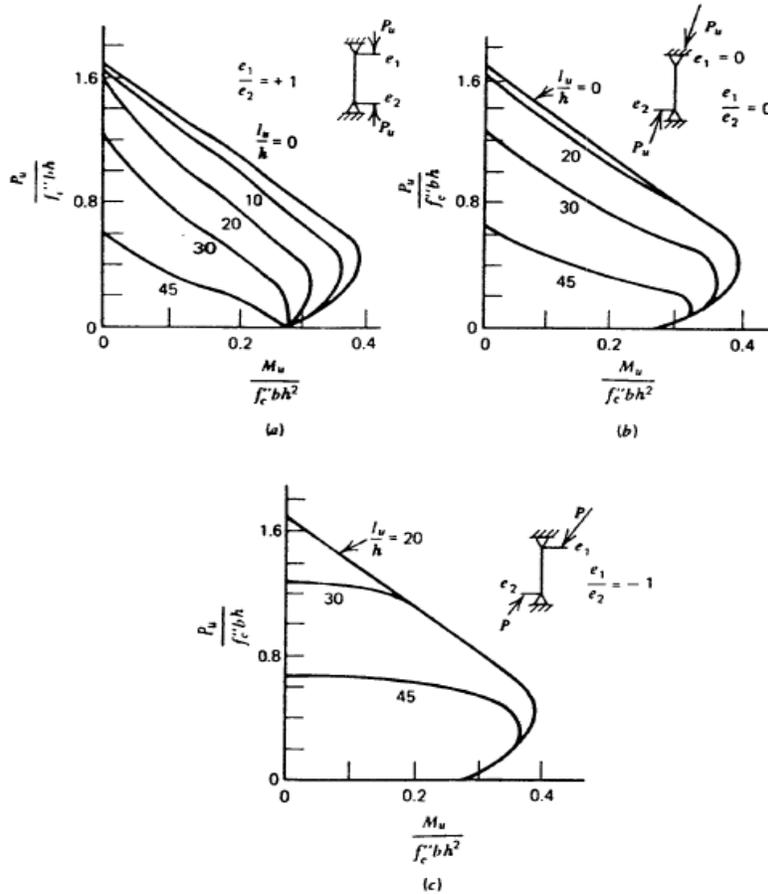


Figura 45. Efecto del tipo de curvatura en los diagramas de interacción de columnas esbeltas.

Fuente: Park y Paulay 1983.

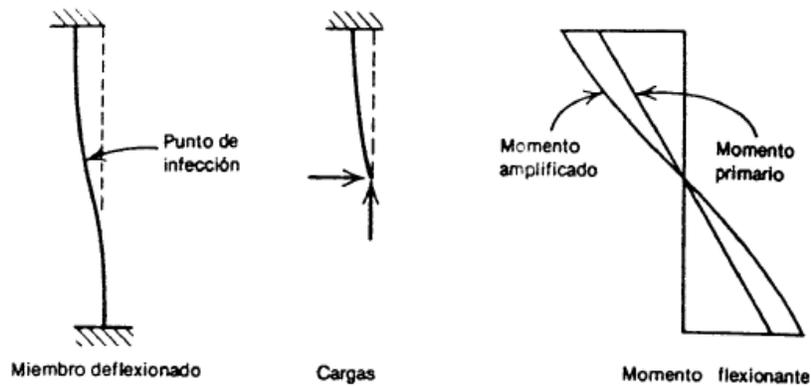


Figura 46. Momento amplificado en columna con desplazamiento lateral.

Fuente: Park y Paulay 1983.



Los momentos de los extremos en columnas de marcos dependen de las rigideces relativas de las columnas y vigas. La rigidez de las vigas y columnas se reduce durante la carga por el agrietamiento del concreto y posteriormente por las deformaciones inelásticas. Los momentos adicionales provocados por la deflexión lateral de las columnas también reducen su rigidez. En consecuencia, durante la carga ocurren cambios en los momentos de la columna, debido a los momentos adicionales provocados por las deflexiones y por los cambios en la rigidez relativa. Los momentos de la columna pueden aumentar ó disminuir. Por ejemplo para una columna corta en un marco arriostrado, la reducción en los momentos de los extremos de las columnas debidos a la reducción en rigidez puede ser mayor que el aumento en el momento debido a las deflexiones, y el momento máximo decrece, lo que produce un aumento en la capacidad de carga. Sin embargo, para una columna esbelta en un marco arriostrado, los momentos debidos a las deflexiones tiende aumentar más rápidamente que los momentos restrictivos, y el momento máximo aumenta con lo que se disminuye la capacidad de carga. La fig. 47a muestra un marco arriostrado. La falla ocurrió en la sección “A” mitad de la altura de una columna. La fig. 47b es el diagrama de interacción para la sección de columna con las trayectorias “P-M” medidas durante la carga en las secciones “A” y “B”. aunque las cargas “P” y “ $\alpha * P$ ” se aplicaron proporcionalmente, la variación del momento en “B” al aumentar la carga es no lineal, que el momento disminuyo finalmente al aumentar la carga, debido a que la rigidez de la columna disminuyo con mayor rapidez que la rigidez de la viga. El momento en “A” incluyo el momento adicional debido a la flexión y como se esperaba para esta sección, hubo un aumento del momento en todas las etapas con la carga. Es evidente que al aumentar el grado de restricción rotacional en los extremos de columnas de marcos arriostrados, aumentando la rigidez de la viga, aumenta la resistencia de las columnas.

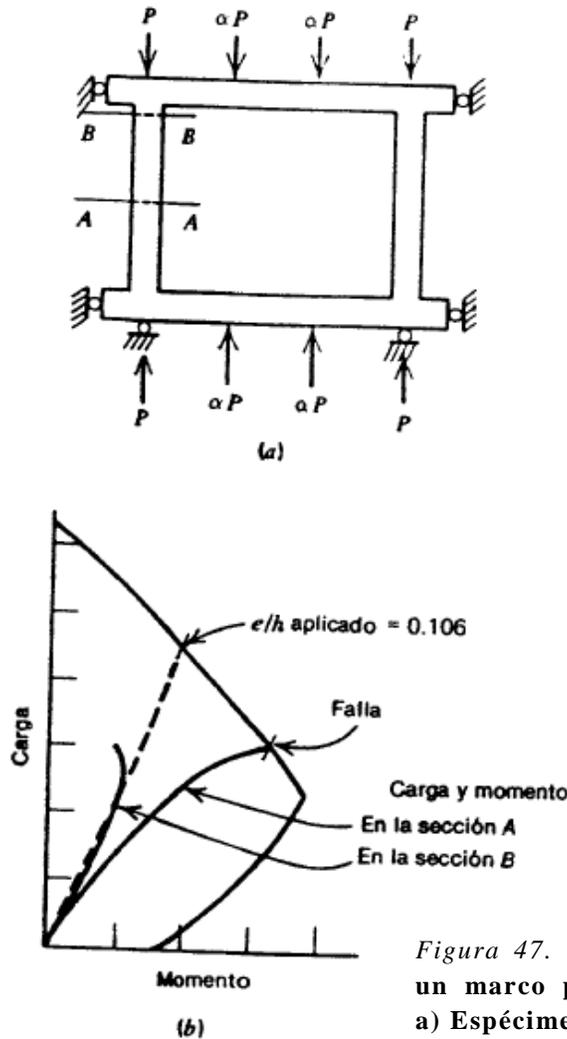


Figura 47. Comportamiento de una columna un marco probado por Furlong y Ferguson. a) Espécimen de prueba b) Respuesta medida de carga-momento.

Fuente: Park y Paulay 1983.

Si las vigas son suficientemente flexibles, la columna tiende a actuar como cuerpo rígido en una marco no arriostrado y el marco se deflexiona lateralmente debido principalmente a flexión en las vigas. Si las vigas son rígidas, la cantidad de deflexión depende más de la flexión en las columnas. En marcos que tienen libertad de desplazarse lateralmente, aumentar el grado de restricción rotacional en los extremos de columnas, al aumentar la rigidez de la viga, aumenta la resistencia de aquellas. Sin embargo, si ceden las vigas, y por tanto no pueden restringir las columnas contra el desplazamiento lateral, se forma mecanismo inestable.



El anterior breve repaso del comportamiento de columnas indica que las principales variables que afectan la resistencia de columnas esbeltas son como sigue:

- 1) La relación de la altura no soportada al peralte de la sección “ l_u/h ”, la relación de la excentricidad de extremo “ e/h ”, y la relación y signos de las excentricidades en los extremos. En la fig. 45 se ilustra el efecto de estas variables en columnas con extremos articulados.
- 2) El grado de restricción rotacional en el extremo. A mayor rigidez del sistema de vigas que llegan a la columna, mayor la resistencia de esta.
- 3) El grado de restricción lateral. Una columna no arriostrada contra desplazamientos de extremo es apreciablemente más débil que otra arriostrada.
- 4) La cuantía del esfuerzo de acero y la resistencia de los materiales. Ambos afectan la resistencia y rigidez a flexión de la sección de la columna.
- 5) La duración de la carga. El flujo plástico del concreto durante cargas sostenidas aumenta las deflexiones de la columna, y por tanto normalmente disminuye la resistencia de las columnas esbeltas.

Enfoque Del Diseño “Exacto” Para Columnas Esbeltas

El diseño de los miembros a compresión se puede basar en los momentos y fuerzas que se encuentran de un análisis de segundo orden de la estructura, tomando en cuenta las rigideces reales de los miembros, los efectos de las deflexiones en los momentos y fuerzas, y los efectos de la duración de la carga. Las secciones pueden estar proporcionadas para resistir estas acciones sin modificación, debido a que ya se tomó en cuenta el efecto de esbeltez de la columna al determinar las acciones.

El principal factor a incluir en este análisis de segundo orden es el momento “ $P*\Delta$ ” debido a las deflexiones laterales de las columnas de la estructura. Se puede idealizar la estructura como un marco plano con elementos lineales. Se deben utilizar relaciones realistas de momento curvatura para proporcionar valores exactos para deflexiones y momentos adicionales, y además debe tomarse en cuenta el efecto de la carga axial en la



rigidez rotacional de los miembros a compresión. Los momentos máximos determinados deben incluir el efecto de los desplazamientos y rotaciones en el marco.

El enfoque más racional es utilizar este tipo de análisis para determinar las acciones de columnas para el diseño de secciones, pero debido a su complejidad, el análisis depende de programas de computadoras que lo desarrollen adecuadamente.

Enfoque Del Diseño Aproximado Para Columnas Esbeltas: El Método Amplificador De Momentos

Si se utiliza el análisis estructural convencional de primer orden, basado en rigideces relativas aproximadas y en ignorar el efecto de desplazamientos laterales de miembros, para determinar los momentos y fuerzas en un marco, se deben modificar las acciones así encontradas para tomar en cuenta los efectos de segundo orden. Entonces se proporcionan las secciones para que resistan las acciones modificadas. El procedimiento de diseño dado en ACI 318-71 para este propósito es el método amplificador de momentos.

EL METODO

En el diagrama de interacción de la fig. 48 se ilustra el método amplificador de momentos. Considérese que la carga y el momento último a resistir, encontrados utilizando un análisis de primer orden, son P_u y $M_u = P_u \cdot e$. Entonces la carga y momentos utilizados en el diseño de la sección son P_u y $\delta \cdot M_u$, en que δ es el factor de amplificación de momentos.



$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1$$

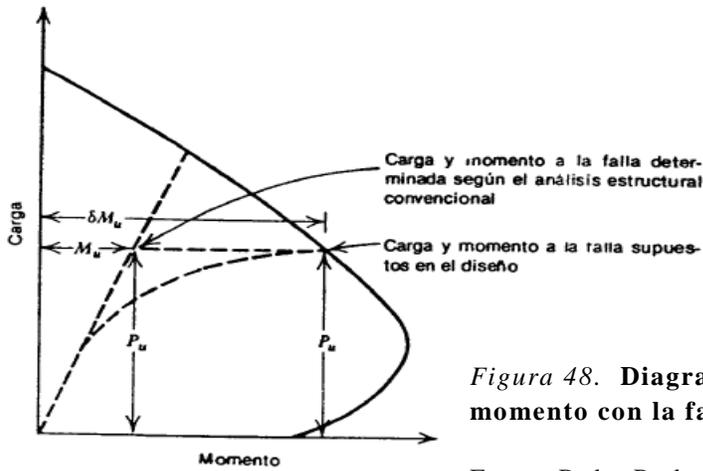


Figura 48. Diagrama de interacción entre carga-momento con la falla según análisis y diseño.

Fuente: Park y Paulay 1983.

La siguiente relación proporciona el factor “ δ ” de amplificador de momentos.

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi * P_c}} \geq 1 \quad (75)$$

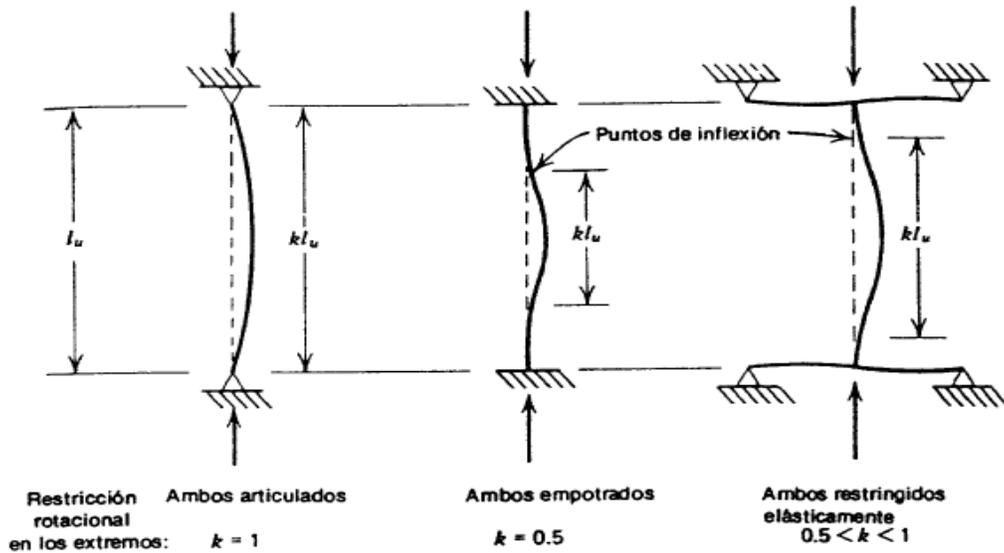


Figura 49. Longitud efectiva de columnas con desplazamiento lateral impedido.

Fuente: Park y Paulay 1983.



En que

C_m = Factor del efecto extremo que debe tomarse “ $0,6 + 0,4 * (M1/M2) \geq 0,4$ ” para columnas arriostradas contra desplazamiento lateral sin cargas transversales entre soportes, ó “ $C_m = 1,0$ ” para los demás casos.

M_1 = El más pequeño de los momentos últimos en los extremos de la columna, encontrados en el análisis de primer orden, positivos si el miembro se flexiona en curvatura simple y negativo si en curva doble.

M_2 = El mayor de los momentos últimos en los extremos de la columna, que se encuentra en el análisis de primer orden, y siempre positivo.

P_u = Carga ultima en la columna.

ϕ = Factor de reducción de capacidad.

c = Carga de pandeo critico elástico teórica de Euler

$$c = \frac{\pi^2 * EI}{(k * l_u)^2} \quad (76)$$

k = Factor de longitud efectiva para las columnas, que varía entre 0,5 y 1,0 para marcos arriostrados y mayor que 1,0 para marcos no arriostrados.

l_u = Longitud no soportada de la columna.

EI = rigidez a flexión de la sección de la columna.

$$EI = \frac{Ec * I_g}{2.5} * \frac{1}{1 + \beta d} \quad (77)$$

Ó

$$EI = \left(\frac{Ec * I_g}{5} + Es * Is \right) * \frac{1}{1 + \beta d} \quad (78)$$



LOS FACTORES DE AMPLIFICACION DE MOMENTOS Y DE EFECTO DEL EXTREMO δ Y C_m

En el intervalo elástico, la relación 79 proporciona una aproximación para los momentos flexionante máximo en las columnas con momentos iguales en los extremos y flexionadas en curvatura simple.

$$M_{max} = \frac{M_o}{1 - \left(\frac{P}{P_c}\right)} \tag{79}$$

En que “ M_o ” es el momento máximo del análisis de primer orden ($M_o = P \cdot e$ en la fig. 41), “ P_c ” es la carga critica para el pandeo en el plano del momento aplicado y “ P ” es la carga aplicada. En este caso, el momento máximo y la deflexión máxima de la columna ocurren en la mitad de la altura. La fórmula de la secante proporciona el valor exacto para “ M_{max} ” para este caso es

$$M_{max} = M_o * \sec\left(\frac{\pi}{2} * \sqrt{\frac{p}{p_c}}\right) \tag{80}$$

En la tabla 1 se comparan las ecs. 79 y 80 para distintas relaciones de “ P/P_c ”.

Tabla 1 Comparacion de Valores M_{max}/M_o								
P / P_c	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0
De la ecuacion aproximada 79	1,11	1,25	1,43	1,67	2,00	2,50	5,00	∞
De la ecuacion secante 80	1,14	1,31	1,53	1,83	2,25	2,88	6,05	∞

Tabla 1. Comparación De Los Momentos Maximizados Vs Momento Según La Relación P/P_c .

Fuente: Park y Paulay 1983.

La ec. 79 aproximada da momentos algo inferiores, pero la concordancia es mejor dentro del intervalo usual de valores bajos de “ P/P_c ” que está dentro de 11% para “ $P/P_c \leq 0,5$ ”.



Por tanto, se ha recomendado la ec. 79 aproximada simple para columnas flexionadas en curvatura simple por momentos iguales en los extremos.

Si los momentos de los extremos son iguales, la ec. 79 es demasiado conservadora, especialmente cuando los momentos de los extremos son de distinto signo. Para el caso de momentos desiguales de los extremos, se puede estimar el momento máximo de la columnas sustituyendo “ M_o ” por un “momento uniforme equivalente” “ $C_m * M_o$ ”, que produce la misma resistencia de columna esbelta que la obtenida del patrón de momentos reales. Consecuentemente, la ec. 79 queda como

$$M_{max} = \frac{C_m * M_o}{1 - \left(\frac{P}{P_c}\right)} \quad (81)$$

LA RIGIDEZ A FLEXION EI

En el cálculo de la carga de pandeo crítico de la columna “ P_c ” a usar en la ec. 75, se requiere la rigidez a flexión “ EI ” de la sección. El valor de “ EI ” utilizado debe tomar en cuenta los efectos de agrietamiento, flujo plástico y el carácter no lineal de la curva esfuerzo-deformación del concreto. Se pueden utilizar los valores de “ EI ” dados por las ecs. 77 y 78 cuando no se dispone de valores más exactos. Estas ecuaciones se obtuvieron a partir de consideraciones teóricas y de los resultados de pruebas, donde presentan límites inferiores para “ EI ” en secciones transversales prácticas. En consecuencia, estos valores de “ EI ” son conservadores para el cálculo de momentos adicionales. En la fig. 50 se comparan las ecs. 77 y 78 contra valores de “ EI ” deducidos teóricamente de diagramas de momento-curvatura para el caso de cargas a corto plazo. La ec. 77 más simple es razonable para columnas reforzadas ligeramente, aunque subestima considerablemente el efecto de refuerzo en columnas muy reforzadas. La ec. 78 es más exacta pero requiere un conocimiento previo de la cuantía de acero. El flujo plástico debido a la carga sostenida reduce el valor de “ EI ” y se toma en cuenta aproximadamente en el término $(1 + \beta d)$ en las ecs, 77 y 78.

LONGITUD EFECTIVA DE LOS MIEMBROS A COMPRESION, $k * lu$

El factor “k” de longitud efectiva utilizado en el diseño debe tomar en cuenta el grado de restricción lateral y rotacional en los extremos de las columnas. Las figs. 51 y 52 muestran las longitudes efectivas para condiciones de extremos sin y con desplazamiento lateral.

La fig. 52 ilustra los modos de pandeo para marcos arriostrados y no arriostrados. Las columnas en los marcos arriostrados tienen valores de “k” que varían entre 0,5 y 1,0.

El valor de “k” siempre es mayor que la unidad de los marcos no arriostrados. Debido a que los comportamientos de los marcos arriostrados y no arriostrados son tan distintos, normalmente se dan los valores de “k” para los marcos dentro de estas dos categorías, de manera que el diseñador debe decidir si su marco esta arriostrado o no. En la práctica, rara vez ocurren marcos totalmente arriostrados o no arriostrados en absoluto. Hay comentarios que recomiendan que se considere las columnas como arriostradas, si el piso correspondiente tiene muros de cortante u otro tipo de arrostramiento lateral, con rigidez total en ese piso de al menos seis veces la suma de las rigideces de todas las columnas que resisten movimientos laterales en dicho piso. Consecuentemente, el diseñador debe aplicar su juicio.

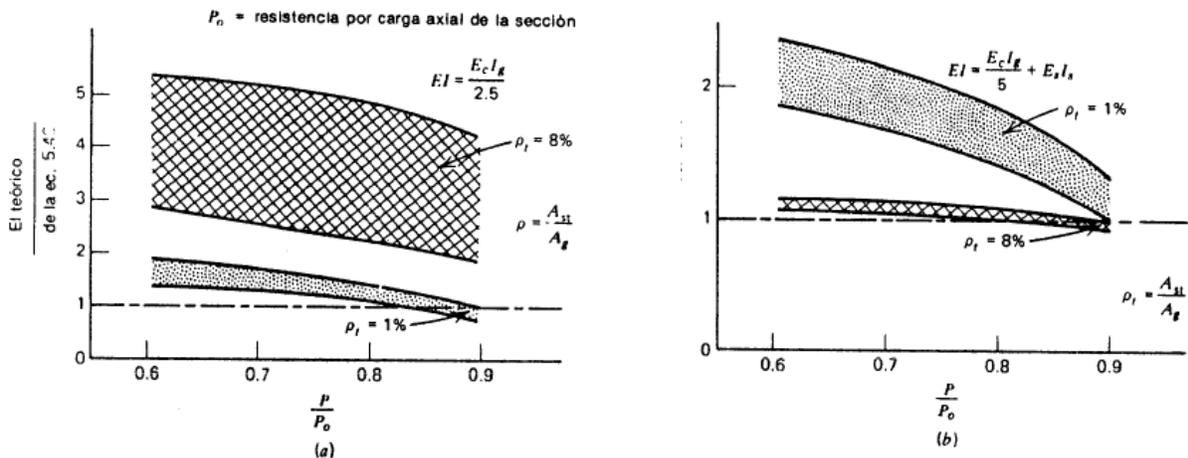


Figura 50. Comparación de ecuaciones para rigidez a flexión contra valores teóricos de los diagramas de momento-curvatura. a) Ecuación 51 b) Ecuación 52.

Fuente: Park y Paulay 1983.

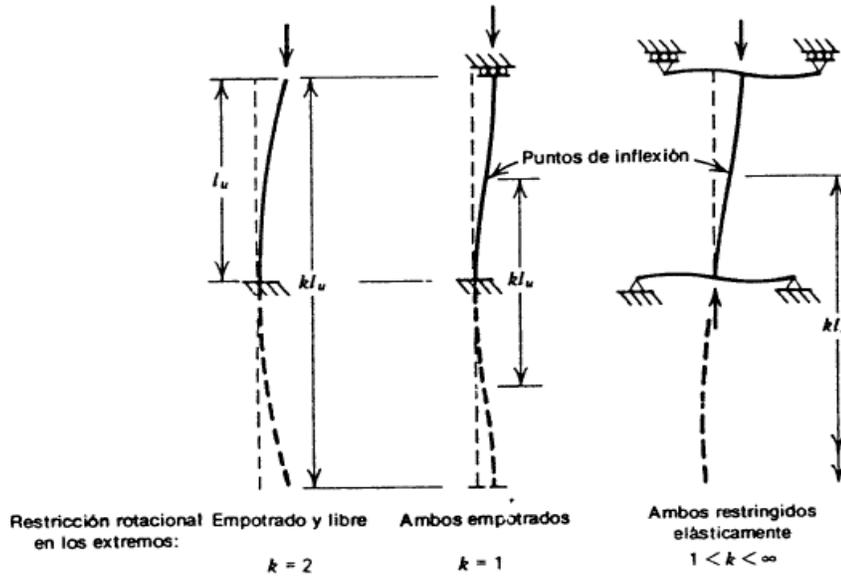


Figura 51. Longitud efectiva de columnas con desplazamiento lateral permitido.

Fuente: Park y Paulay 1983.

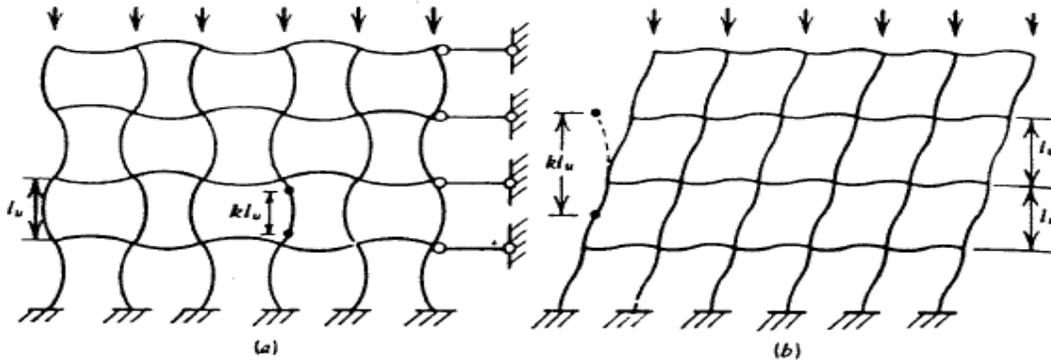


Figura 52. Modos de pandeo para marcos arriostrados y no arriostrados. a) Arriostrado b) No Arriostrado.

Fuente: Park y Paulay 1983.

El valor de “k” para marcos arriostrados y no arriostrados depende de la restricción rotacional en la juntas expresadas por el parámetro “ ψ ”, en que

$$\psi = \frac{\sum \left(\frac{EI_{col}}{l_u} \right)}{\sum \left(\frac{EI_b}{l_n} \right)} \quad (82)$$



En que

E_{Icol} = Rigidez a flexión de la sección de la columna.

E_{Ib} = Rigidez a flexión de la sección de la viga.

l_n = Claro libre de la viga.

l_u = Longitud no apoyada de la columna.

Σ = Indica la suma para todos los miembros conectados rígidamente en la junta y que están en el plano en que se considera el pandeo de la columna.

Se pueden calcular los valores de “k” si se conocen los de “ ψ ” en cada junta y se pueden obtener utilizando los nomogramas en la fig. 53. Estos nomogramas permiten la determinación gráfica de “k” para una columna de sección transversal constante en un marco arriostrado o no arriostrado de crujías múltiples. Los subíndices “A” y “B” se refieren a las juntas en los extremos de la columna. Al determinar “ ψ_A ” y “ ψ_B ”, los valores de “EI” utilizados deben tomar en cuenta el agrietamiento del concreto y la cuantía de acero. El efecto del método de calcular el valor de “EI” en la exactitud de la resistencia calculada de la columna esbelta ha sido estudiado.

Se llegó a la conclusión de que para obtener una exactitud compatible con la exactitud global del método amplificador de momentos, los cálculos de “ ψ ” deben estar basados en una “EI” de columna calculada de “ $0,2*E_c*I_g + E_s*I_s$ ” y una “EI” de viga calculada para la sección transformada agrietada. Se puede utilizar “ E_c*I_g ” para las columnas y “ $0,5*E_c*I_g$ ” para las vigas en el diseño preliminar, en que “ I_g ” es el momento de inercia de la sección bruta de concreto alrededor del eje centroidal, ignorando el refuerzo.

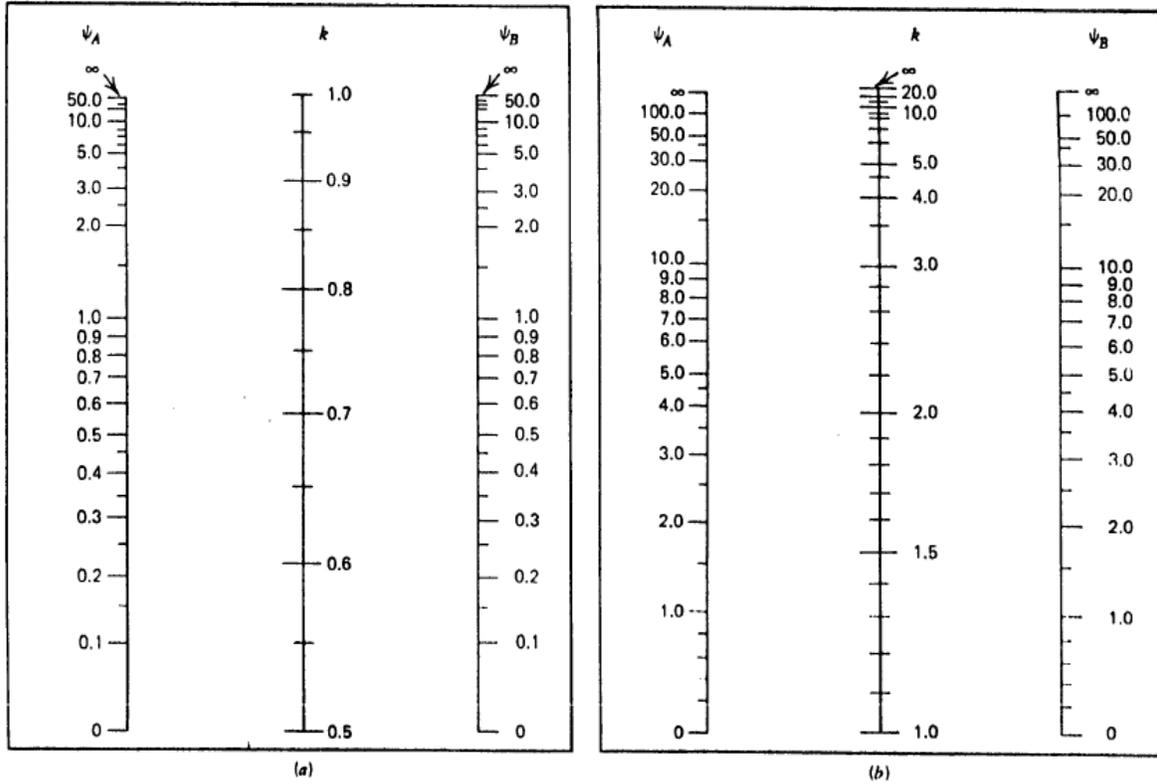


Figura 53. Nomogramas de Jackson y Morland para factores de longitud efectiva de columnas. a) Marcos Arriostrado b) Marcos No Arriostrado.

Fuente: Park y Paulav 1983.

Las columnas en marcos arriostrados se pueden diseñar con seguridad para valores de “k” tomados como la unidad. En marcos no arriostrados, siempre se debe calcular el valor de “k”, que debe ser mayor que 1,2.

Deformaciones De Miembros Con Carga cíclica

RELACIONES MOMENTO-CURVATURA

Casi todos los datos relativos al comportamiento inelástico de los miembros de concreto reforzado se han obtenido del trabajo teórico o de pruebas en que se han aplicado cargas monotónicamente hasta que se alcanza la carga máxima. Pocos investigadores han intentado determinar el comportamiento de las vigas de concreto reforzados y de las secciones de columnas bajo cargas de alta intensidad típica de los movimientos sísmicos.

Algunos ejemplos de las investigaciones teóricas sobre el comportamiento de los miembros bajo cargas cíclicas son las de Aoyama, Agrawal, Tulin, Gerstle, Bertero y Bresler, Brown y Jirsa, Park, Kent y Sampson. Casi todas estas teorías se basan en un perfil supuesto de deformación lineal sobre el peralte de la sección y curvas idealizadas esfuerzo-deformación para el concreto y el acero. Por lo general el ciclo momento-curvatura se obtiene calculando el momento y la curvatura que corresponde a un rango de deformaciones en la fibra extrema del miembro. Para una deformación dada en la fibra extrema, se ajusta la profundidad del eje neutro hasta que los esfuerzos en el concreto y acero, determinados del perfil de deformación y las curvas esfuerzo-deformación para los materiales y tomando en cuenta la historia previa de deformaciones, produzcan fuerzas internas que balanceen las fuerzas externas que actúan en la sección. Entonces se calculan el momento y curvatura que corresponde a ese perfil de deformación. En seguida se presenta el método usado por Park, Kent y Sampson.

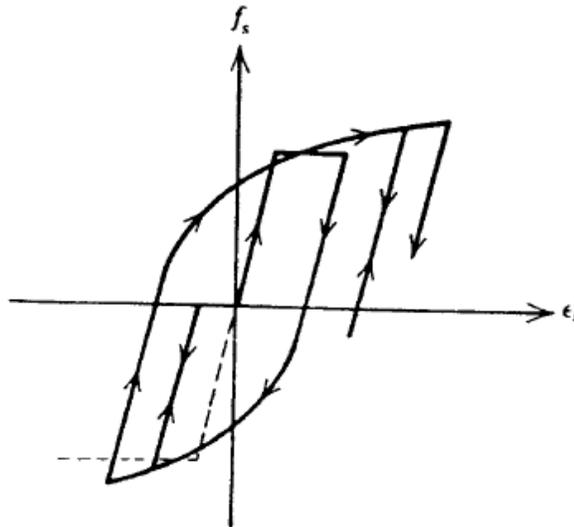


Figura 54. Curva de esfuerzo-deformación para el acero con característica que ilustra el efecto Bauschinger.

Fuente: Park y Paulay 1983.

COMPORTAMIENTO BAJO ESFUERZOS ALTERNADOS EN EL ACERO

Si se aplica carga axial alternada (tensión-compresión) a una muestra de acero en el rango de cedencia, se obtiene una curva esfuerzo-deformación del tipo presentado en la fig. 55a. la cual muestra el efecto de Bauschinger, en que la curva esfuerzo-deformación bajo cargas alternadas deja de ser lineal a un esfuerzo mucho más bajo que la resistencia inicial de cedencia. Este comportamiento del acero está fuertemente influido por la historia previa de deformación; el tiempo y la temperatura también lo afectan. El camino de la descarga

sigue la pendiente elástica inicial. La idealización frecuentemente usada rama elástica-rama perfectamente plástica para las cargas alternadas (fig. 55b) es solamente una aproximación. Las curvas de cargas alternadas son importantes al tener en cuenta los efectos de las cargas sísmicas de alta intensidad en los miembros.

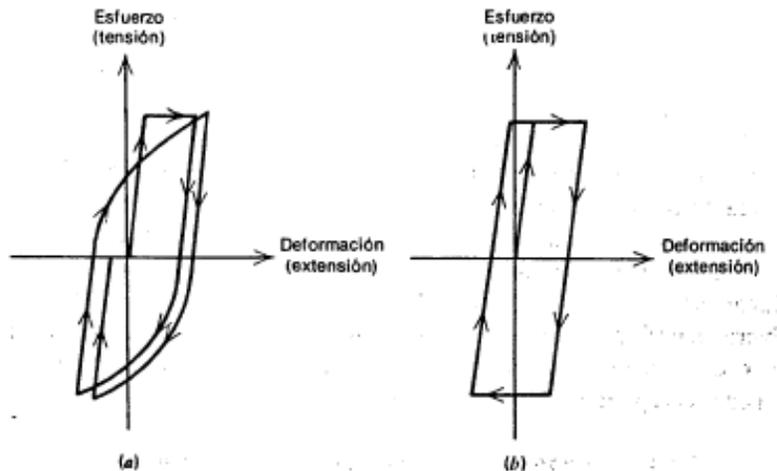


Figura 55. a) Efecto Bauschinger para el acero bajo cargas alternadas b) Idealización elástica-perfectamente plástica para el acero bajo cargas alternadas.

Fuente: Park y Paulav 1983.

Kato y otros autores, basándose en la observación de datos experimentales de esfuerzos y deformaciones, obtienen la curva idealizada esfuerzo-deformación para cargas alternadas a partir de las curvas monotónicas para la tensión y compresión en la forma ilustrada en la fig. 56. El diagrama de las cargas alternadas (fig. 56a) está dividido en curvas que corresponden a las cargas actuando por primera vez en ramas de descarga (líneas rectas) y en curvas correspondientes a cargas de ciclos anteriores (curvas suavizadas por el efecto Bauschinger). Se pueden graficar en secuencia las partes del diagrama del mismo signo, como se muestra en la fig. 56b. Conectando los segmentos de las ramas de primeras cargas de extremo a extremo (fig. 56c) se obtiene un diagrama semejante a las curvas monotónicas. Hay una diferencia en la parte inicial de la curva en compresión, que tiene una curvatura considerable en comparación con la curva monotónica. Kato y otros representaron las curvas suavizadas, debido al efecto Bauschinger, mediante hipérbolas que parten de un esfuerzo nulo. Utilizando esta idealización, es posible obtener aproximadamente las curvas esfuerzo-deformación para carga alternada aproximadamente de la curvas monotónicas.

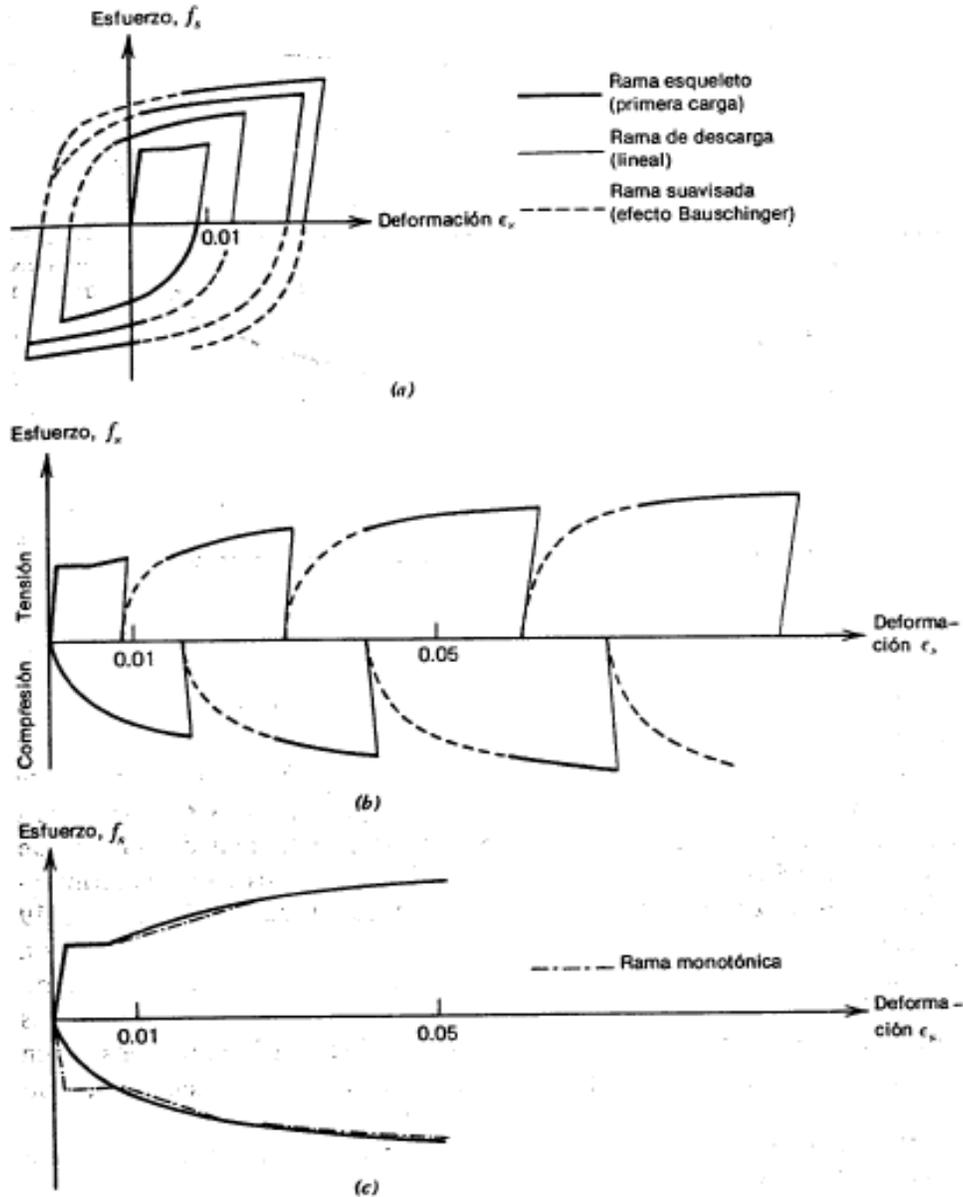


Figura 56. Curvas esfuerzo-deformación para el acero con cargas alternadas a) Curva de carga invertida b) Curvas desarrolladas c) Curvas esqueleto.

Fuente: Park y Paulay 1983.

Aktan y otros y Kent y Park han utilizado las relaciones de Ramberg-Osgood para idealizar el perfil de las ramas suavizadas de la curva esfuerzo-deformación. En el método de Kent y Park, se supone que las ramas de descarga de la curva para esfuerzos de ambos signos siguen la pendiente elástica inicial; después de la excursión a la primera cedencia, las partes de carga de la curva esfuerzo-deformación quedan representadas por la siguiente forma de la relación de Ramberg-Osgood:

$$\varepsilon_s - \varepsilon_{si} = \frac{f_s}{E_s} \left(1 + \left| \frac{f_s}{f_{ch}} \right|^{r-1} \right) \quad (83)$$

En que ε_s = deformación unitaria del acero, ε_{si} = deformación unitaria del acero a esfuerzo cero al principio de la corrida de carga, f_s = esfuerzo del acero, E_s = módulo de elasticidad del acero, f_{ch} = esfuerzo que depende de la resistencia de cedencia y de la deformación plástica del acero producida en la corrida anterior de carga y r = parámetro que depende del número de orden de corridas de carga. La fig. 57 compara los datos experimentales de esfuerzos y deformaciones con la curva dada por la ecu. 83 utilizando valores empíricos para f_{ch} y r . Aktan y otros utilizaron la ecuación de Ramberg-Osgood para definir la rama de carga como la de descarga de las curvas y obtuvieron buena concordancia con los resultados de prueba. También diseñaron otra idealización que consiste en conjuntos de líneas rectas paralelas a las pendientes elásticas e inclinadas con ella.

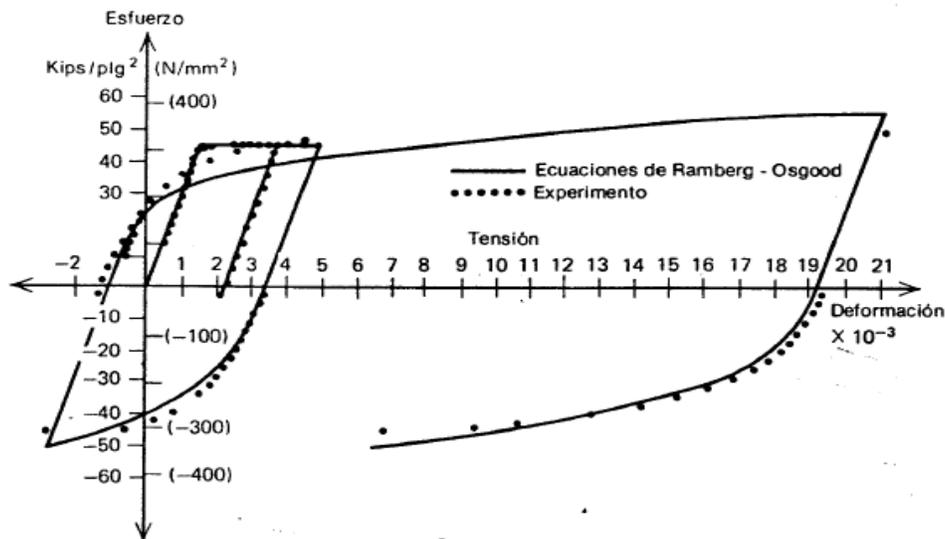


Figura 57. Curva de esfuerzo-deformación para el acero con cargas alternadas.

Fuente: Park y Paulay 1983.

Es evidente que el grado de complejidad de la idealización utilizada depende de las necesidades de la aplicación específica.

CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION SUPUESTAS

La fig. 54 proporciona la forma general de la curva. La trayectoria de descarga para esfuerzos de ambos signos sigue la pendiente elástica inicial. Después de la excursión a la



primera cedencia, las ramas de carga de la curva esfuerzo-deformación pueden representarse mediante la relación Ramberg-Osgood

Con los siguientes valores empíricos ahora determinados por Kent y Park para el acero de grado intermedio

$$f_{ch} = f_y \left(\frac{0.744}{\ln(1 + 1000 * \varepsilon_{ip})} - \frac{0.071}{1 - e^{1000 * \varepsilon_{ip}}} + 0.241 \right) \quad (84)$$

Para las corridas impares de carga ($n = 1, 3, 5, \dots$)

$$r = \left(\frac{4.49}{\ln(1 + n)} - \frac{6.03}{e^n - 1} + 0.297 \right) \quad (85)$$

Para las corridas pares de carga ($n = 2, 4, 6, \dots$)

$$r = \left(\frac{2.20}{\ln(1 + n)} - \frac{0.469}{e^n - 1} + 3.04 \right) \quad (86)$$

en que ε_s = deformación unitaria del acero, ε_{si} = deformación unitaria del acero a esfuerzo cero al principio de la corrida de carga, f_s = esfuerzo del acero, E_s = módulo de elasticidad del acero, ε_{ip} = es la deformación plástica en el acero producida en la corrida anterior de carga y n = es el número de la corrida de carga (la primera cedencia ocurre en $n = 0, n = 1$ es la primera inversión de esfuerzo posterior a la cedencia, $n = 2$ es la segunda inversión de esfuerzo posterior a la cedencia etc.). Se supone que la presencia de acero transversal espaciado estrechamente alrededor del acero longitudinal impide el pandeo del acero a compresión.

En la fig. 58 se muestra la curva esfuerzo-deformación para el concreto bajo cargas cíclicas. Los datos de prueba han demostrado que la curva envolvente para el concreto no confinado que sufre cargas inelásticas repetidas es aproximadamente idéntica a la curva monotónica. Se supone el mismo comportamiento para el concreto confinado. Se puede

suponer una curva lineal de esfuerzo-deformación para el concreto a tensión que tenga la misma pendiente que la curva para la compresión a esfuerzo cero. Se puede considerar que el valor del módulo de ruptura es el dado por la ec. 87.

$$f_r = K\sqrt{f'_c} \frac{lb}{plg^2} \quad (87)$$

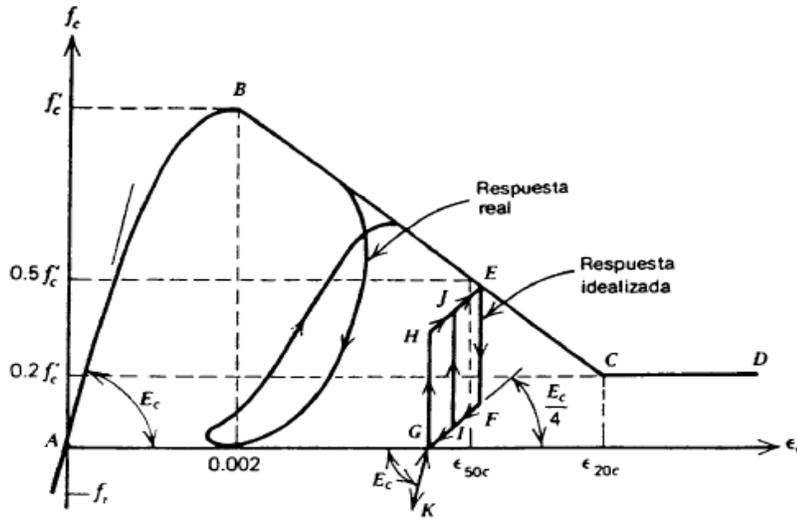


Figura 58. Comparación de esfuerzo-deformación del concreto con cargas cíclicas.

Fuente: Park y Paulay 1983.

En la fig. 59 se muestra el comportamiento del concreto bajo cargas repetidas. Se puede suponer el comportamiento idealizado de la fig. 58. Al descargar desde el punto D se supone que se pierde 0.75 del esfuerzo previo sin disminución de la deformación y luego si se sigue una trayectoria lineal de pendiente $0.25E_c$ hasta el punto G. Si no se ha agrietado el concreto, este puede transmitir esfuerzos de tensión hasta el punto K; pero si el concreto se ha agrietado previamente, o si se forman grietas durante esta etapa de carga, las deformaciones de tensión aumentan, pero no se desarrollan esfuerzos de tensión. Al volver a cargar, la deformación debe alcanzar nuevamente el valor en G antes de que se pueda soportar nuevamente el esfuerzo de compresión. Si la recarga comienza antes que la descarga produzca un esfuerzo de compresión cero, la recarga sigue uno de las trayectorias IJ. Nótese que la pendiente promedio del ciclo supuesto entre E y G es paralela al módulo tangente inicial de la curva esfuerzo-deformación. Se considera que no se justifica una idealización más elaborada del ciclo.

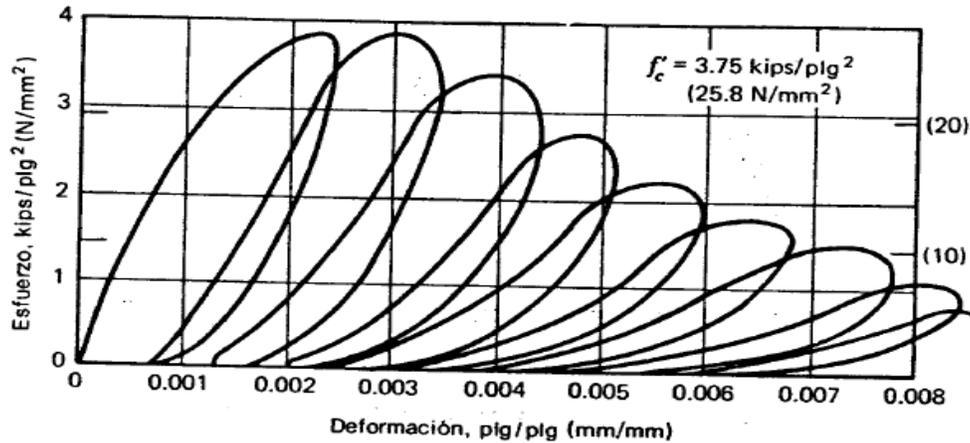


Figura 59. Curvas de esfuerzo-deformación para cilindros de concreto con carga cíclica de compresión axial repetida de alta intensidad.

Fuente: Park y Paulay 1983.

Se puede suponer que la curva esfuerzo-deformación para el concreto de recubrimiento (fuera de los aros) en compresión sigue la curva para el núcleo confinado en deformaciones menores a 0.004. se puede considerar que ha deformaciones mayores que 0.004, el recubrimiento se desconcha y tiene resistencia cero, debido a que el acero transversal forma un plano de debilidad entre el núcleo y el concreto de la cubierta y este puede hacerse inefectivo después de varias cargas cíclicas de gran intensidad.

COMPARACION DE RESPUESTA MOMENTO-CURVATURA

Las fig. 60 y 61 comparan las curvas experimentales y teóricas para dos de las vigas. La viga 24 contenía igual cantidad de acero superior e inferior ($\rho = \rho' = 1.11\%$), viga 27 contenía desiguales cantidades de acero superior e inferior ($\rho = 3.54\%, \rho' = 1.14\%$), en que ρ es el área de acero inferior/bd, es el área de acero superior/bd, b es el ancho de la viga y d es la profundidad del acero inferior. Ambas vigas contenían estribos cerrados de $\frac{1}{4}$ plg de diámetro con distancias de centros de 2 plg ($\rho_s = 2.3\%$). El esfuerzo longitudinal consistió en varillas corrugas de acero con una resistencia de cedencia de aproximadamente 48 kips plg². Las líneas verticales más que los puntos indican la curvatura experimental en la fig. 60 y 61, reflejando el efecto del flujo plástico en cada incremento. Las curvas teóricas se calcularon entre los puntos experimentales de curvatura en que ocurrió la inversión de la carga. Las partes de las curvas teóricas donde se toma el momento mediante un par de acero solamente, están indicadas en las curvas.

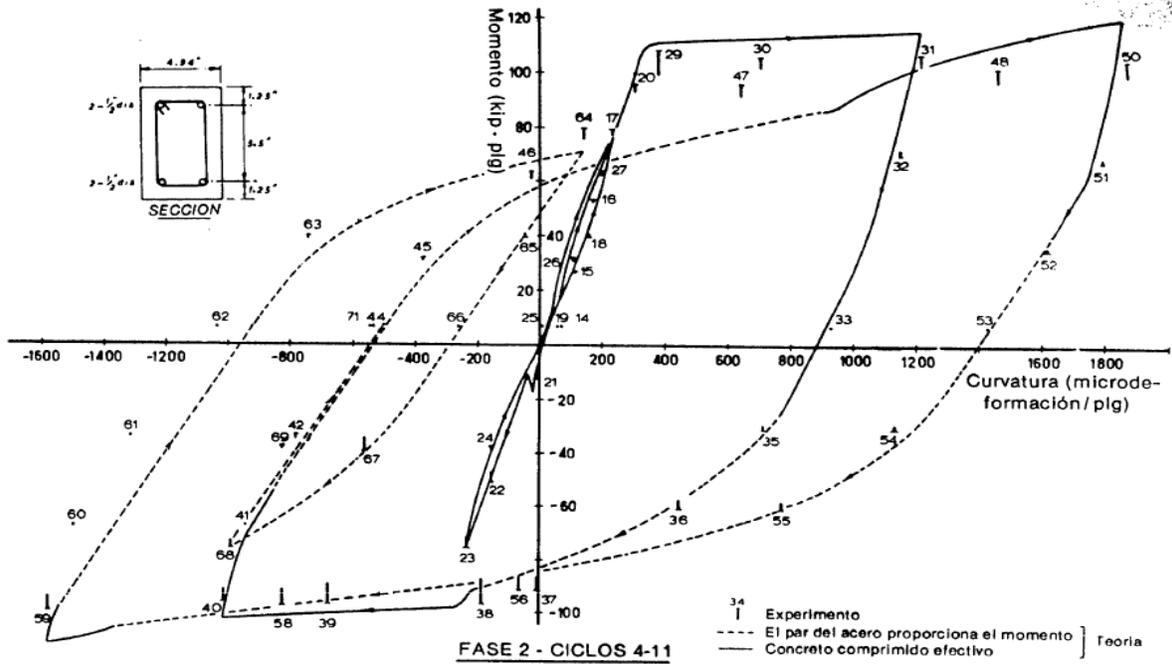


Figura 60. Curvas momento-curvatura para la sección crítica de la viga 24.

Fuente: Park y Paulay 1983.

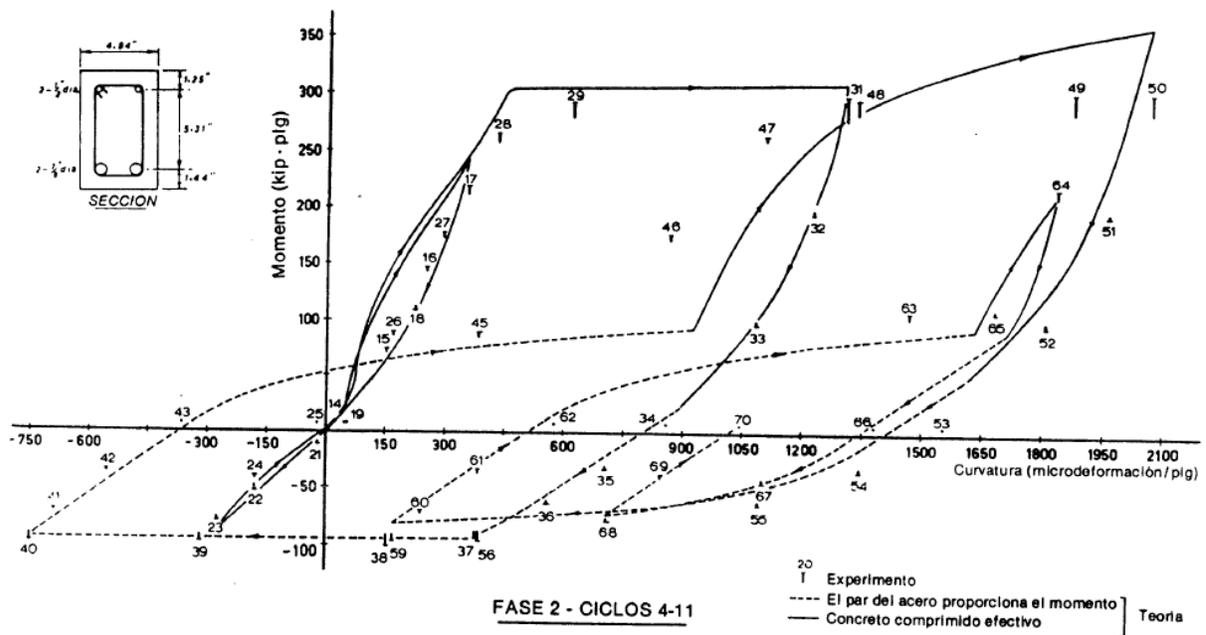


Figura 61. Curvas momento-curvatura para la sección crítica de la viga 27.

Fuente: Park y Paulay 1983.

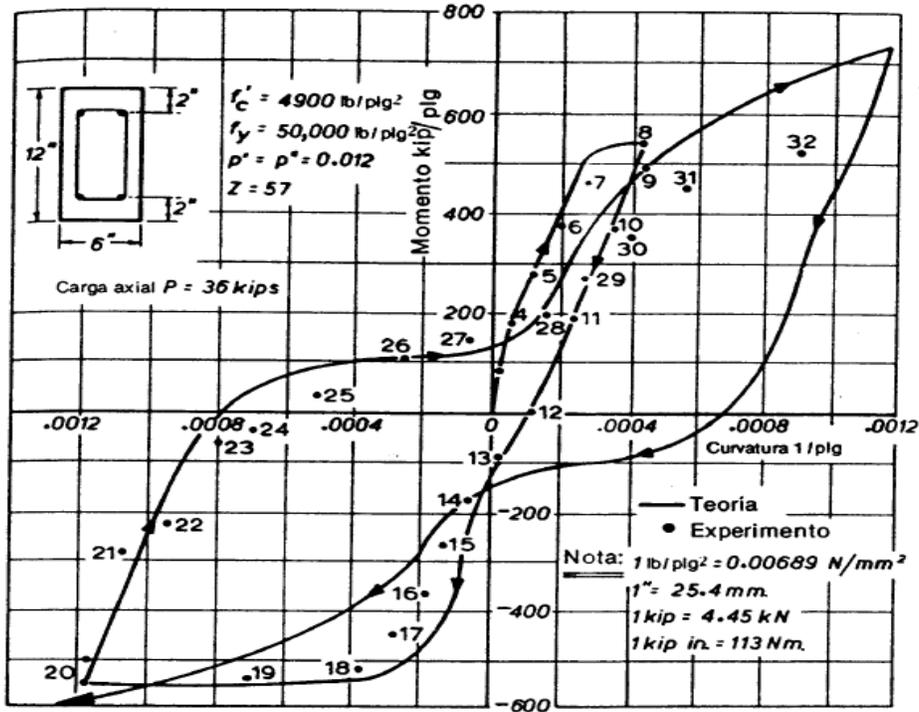


Figura 62. Curvas momento-curvatura para la probeta de Aoyama con carga axial y flexión.

Fuente: Park y Paulay 1983.

La concordancia que se encuentra entre los resultados experimentales y teóricos para la viga y secciones de columnas es buena. En una gran proporción las curvas teóricas para las vigas, solo el par de acero transmite el momento. Este comportamiento se debe a la cedencia del acero en tensión, lo que provoca grietas en la zona de tensión que no se cierran cuando se invierte la dirección del momento, debido a la elongación plástica del acero. En la zona de compresión existirán grietas abiertas hasta que ceda el acero a compresión y permita que las grietas se cierren. Solo entonces el concreto tomara parte de la fuerza de compresión. En especial para las vigas con distinto refuerzo superior e inferior (ver fig. 61), una vez que el área grande del acero haya cedido en tensión, el concreto en ese lado del miembro puede no tomar compresión nuevamente, debido a que habrá una fuerza insuficiente de tensión en la pequeña área del acero que haga que ceda el área grande del acero en compresión. Sin embargo, cuando se invierte la dirección del momento, la pequeña área de acero en compresión cede a un momento bajo. La viga de la fig. 60 tiene iguales cantidades de acero superior e inferior, y después de la primera incursión de cedencia el par de acero en el principal trasmisor de la carga. Para secciones de columnas, el efecto del agrietamiento también puede ser muy marcado. En la fig. 62 no se han indicado las regiones de la curvatura teórica en que solo el par de acero está actuando; pero es evidente que después de la primera incursión de cedencia, en la parte inicial de las curvas momento-curvatura, el acero es el único que transmite el momento. Para las secciones



de columnas, la presencia de compresión axial, al igual que deflexión, significa que hasta para secciones con igual cantidad de acero en cada cara, el acero en compresión cede a un momento bajo y cierra la grieta.

Es evidente que la rigidez a flexión de la sección se reduce cuando solo el par de acero transmite el momento, pero que aumenta cuando el concreto comienza a transmitir compresión. El aumento de la rigidez debido a que las grietas se cierran en la zona a compresión es más repentino en las curvas teóricas que en las pruebas, como indica la fig. 61. Probablemente esto se debe a que en realidad se puede transmitir algo de compresión a través de las grietas antes de que se cierren. Sin embargo, es evidente que la presencia de grietas abiertas, que con el tiempo se cierran en la zona de compresión, provoca estrechamientos marcados en la respuesta momento-curvatura.

Es evidente que tanto el ciclo teórico como el experimental del momento-curvatura distan mucho en su comportamiento del paralelogramo elastoplástico clásico normalmente supuesto. El redondeo y estrechamiento de los ciclos significa que el área dentro del ciclo es más pequeña que la suposición elastoplástica, por lo que habrá menor disipación de energía por ciclo de lo que normalmente se supone. Esto tiene importancia a intensos movimientos sísmicos y puede a una respuesta de la estructura mayor a lo que se esperaba. Para las vigas una mejor idealización de la forma real de los ciclos sería el prototipo de respuesta Ramberg-Osgood o la respuesta de rigidez degradada sugerida por Clough (vea fig. 63) para vigas con área de acero superior e inferior distintas, y para columnas, el efecto de estrechamiento mostrado por las curvas experimental y teórica es más señalado, y parecería ser necesario tener un ciclo con área más pequeña que las idealizaciones anteriores.

Para resumir, se puede concluir que las curvas teóricas momento-curvatura para miembros de concreto reforzado, sujetos a carga cíclicas, se puede deducir suponiendo un perfil de deformación lineal y curvas esfuerzo-deformación idealizadas para el acero y concreto. Esta teoría muestra buena concordancia con los resultados de prueba y predice la reducción en rigidez, debido al efecto Bauschinger del acero y debido a las grietas abiertas en la zona a compresión que pueden llegar a cerrarse. Por lo general, la resistencia a flexión no es afectada por la menor rigidez, y subsecuentemente se alcanza mayores deflexiones. La capacidad de momento máximo no se reduce con la carga cíclica a menos que el aplastamiento del concreto provoque una reducción en la sección transversal del concreto.

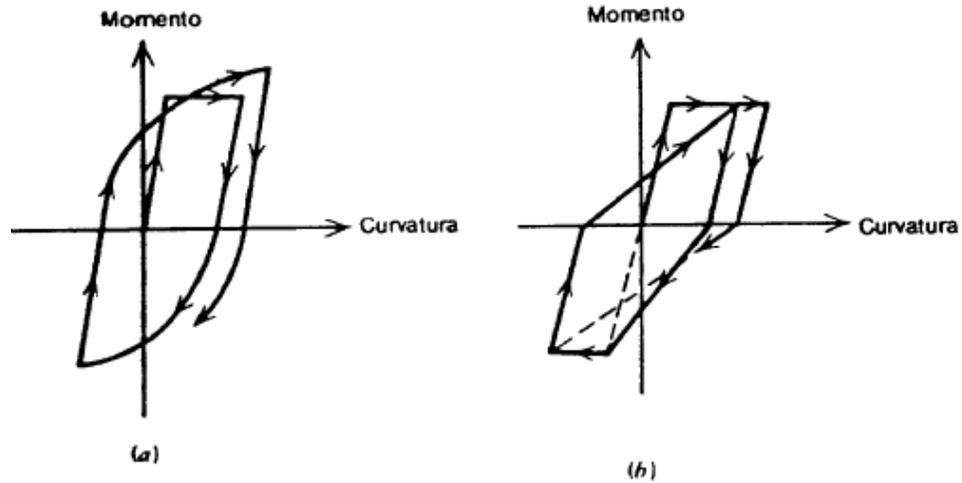


Figura 63. Respuesta idealizada momento-curvatura a) Respuesta de Ramberg-Osgood b) Respuesta de rigidez degradada de Clough.

Fuente: Park y Paulay 1983.

Ductilidad Global De Una Estructura Con Pórticos Resistentes A Momentos De Concreto Armado

Cuando se habla de ductilidad de la estructura en su conjunto, esta se relaciona con el comportamiento del entrepiso más crítico, o con el desplazamiento total de la estructura en la punta.

Se puede hablar, entonces, de factor de ductilidad de entrepiso como la relación del máximo desplazamiento que puede aceptar el entrepiso antes del colapso y el desplazamiento al que se presentó la primera fluencia en alguna sección de los elementos que lo componen: también se puede hablar de factor de ductilidad global o de conjunto de la estructura, como la relación entre el desplazamiento en la punta al presentarse el colapso y el desplazamiento en la punta al presentarse la primera fluencia de alguna sección.

En términos generales, para que se desarrolle cierto factor de ductilidad de conjunto, se requiere un factor de ductilidad local mucho mayor.

Relación Entre Ductilidad De Un Elemento Y Ductilidad De Una Sección

La ductilidad de una sección se representa usualmente mediante la relación entre curvatura última y curvatura de fluencia de la sección sujeta a momento flexionante. La relación momentos-curvatura ($M-\phi$) describe el comportamiento.

Como el más simple de los elementos, tomaremos una viga en voladizo sujeta a una carga uniforme, cuya respuesta se define por la relación entre la carga total aplicada y el desplazamiento en la punta ($V-\Delta$).

La ductilidad de la viga se expresa como la relación entre el desplazamiento de colapso y el de fluencia (fig. 64)

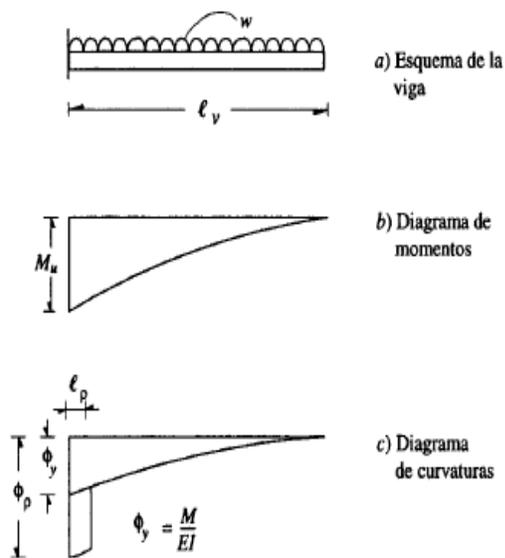


Figura 64. Distribución de curvaturas elásticas y plásticas en una viga en voladizo.

Fuente: Bazán v Meli.

$$\mu\Delta = \Delta u / \Delta y \quad (87)$$

El desplazamiento de colapso es la suma de una parte lineal y una deformación plástica

$$\Delta u = \Delta y + \Delta p \quad (88)$$

La deformación plástica es igual a la rotación de la articulación plástica por la longitud de la viga



$$\Delta p = \theta p * l_v \quad (89)$$

La rotación de la articulación plástica se determina como la curvatura de colapso menos la curvatura a la que inicia la fluencia, multiplicada esta diferencia por la longitud de plastificación, ósea la porción de la viga en la que se propaga la plastificación.

$$\Theta p = l_p * (\varphi_u - \varphi_y) \quad (90)$$

El desplazamiento de la fluencia de la viga se calcula en función de la rotación de fluencia, por la relación de mecánica de materiales.

$$\Delta y = \frac{\varphi_y * l_v^2}{4}$$

Con lo anterior podemos decir que

$$\mu\Delta = 1 + 4 * \left(\frac{l_p}{l_v}\right) * \left(\frac{\varphi_u}{\varphi_y} - 1\right) \quad (91)$$

Donde el cociente de $\Delta u / \Delta y$ es la ductilidad de curvatura de la sección, que se identificara como $\mu\theta$. La relación entre el factor de ductilidad de desplazamiento de la viga $\mu\Delta$, y el de curvatura de la sección crítica $\mu\theta$ queda expresada como

$$\mu\Delta = 1 + 4 * \left(\frac{l_p}{l_v}\right) * (\mu\theta - 1)$$

La longitud de plastificación para la articulación plástica que se forma en un empotramiento se estima conservadoramente como la mitad del peralte de la viga.

$$l_p = h_v / 2$$

Por tanto,



$$\mu\Delta = 1 + 2 * \left(\frac{hv}{lv}\right) * (\mu\varphi - 1) \quad (92)$$

Los valores usuales de la relación de peralte a longitud de la viga cumplen lo siguiente

$$\frac{hv}{lv} < \frac{1}{4}$$

Relación Entre Ductilidad De Entrepiso Y Ductilidad De La Sección Crítica

Un entrepiso de un marco sujeto a cargas laterales tiene una configuración deformada como que se muestra en la fig. 65. Si los claros y alturas de entrepiso son constante y así las rigideces de vigas y columnas, se presentan puntos de inflexión en el centro de los claros y a media altura, la relación entre el desplazamiento relativo de entrepiso y la rotación en la base de la columna, en el intervalo lineal y hasta la fluencia vale

$$\Delta y = \frac{\varphi y * lc^2}{6}$$

En que lc es la altura de entrepiso.

Se identifican dos mecanismos básicos de deformación inelástica; el de columnas débiles-vigas fuertes en el que las articulaciones plásticas se presentan en los extremos de las columnas (fig. 66a), y el de columnas fuertes-vigas débiles en que las articulaciones plásticas se presentan en los extremos de las vigas (fig. 67a).

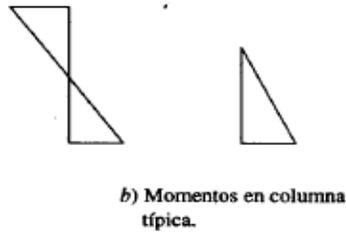
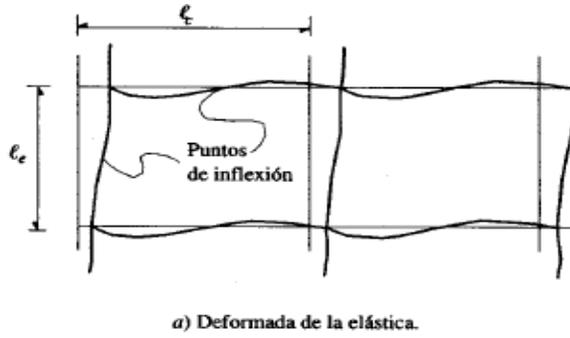


Figura 65. Elástica y momentos en un marco sujeto a cargas laterales.

Fuente: Bazán y Meli.

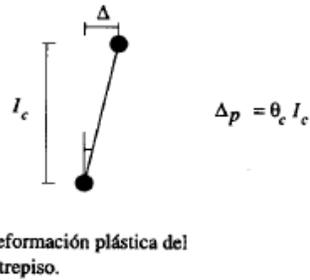
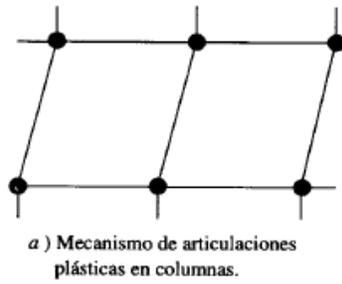


Figura 66. Mecanismo de falla de un entrepiso por columnas débiles y vigas fuertes.

Fuente: Bazán y Meli.

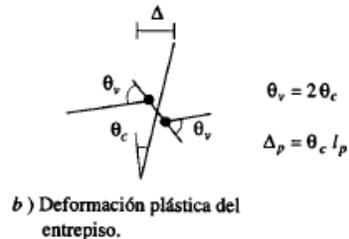
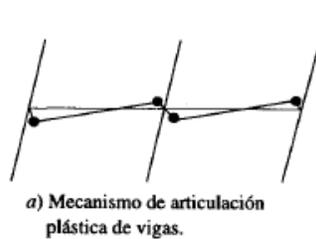


Figura 67. Mecanismo de falla de un entrepiso por columnas fuertes y vigas débiles.

Fuente: Bazán y Meli.



Mecanismo De Columna Débil-Viga Fuerte

El cálculo puede hacerse aislando una columna de entrepiso (fig. 66b).

El desplazamiento de colapso vale

$$\Delta u = \Delta y + \Delta p$$

$$\Delta p = \theta c * l c$$

$$\theta c = (\varphi p - \varphi y) * l p$$

Entonces podemos decir

$$\mu \Delta = 1 + 6 * \frac{l p}{l c} * (\mu \varphi - 1) \quad (93)$$

Para $l p = h c / 2$, en que $h c$ es el peralte de la columna

$$\mu \Delta = 1 + 3 * \frac{h c}{l c} * (\mu \varphi - 1) \quad (94)$$

Si tomamos $\frac{h c}{l c} = 1/4$ y $\frac{h c}{l c} = 1/8$, y se quiere lograr $\mu \Delta = 4$, se requiere $\mu \varphi = 5$ y $\mu \varphi = 9$ respectivamente. La diferencia entre ductilidad de entrepiso y la ductilidad local de curvatura no es extremadamente grande; sin embargo, hay que tomar en cuenta que las columnas por estar sujetas a cargas axiales elevadas no sean capaces de desarrollar ductilidades significativas, por lo tanto este mecanismo de falla es indeseable.

Mecanismo De Columna Fuerte-Viga Débil

Nuevamente, aislando una columna interior y el nodo con las vigas, se aprecia de la fig. 67b, que entre la rotación de la articulación plástica de las vigas θv , y la rotación de la columna se da la relación

$$\theta v = 2 * \theta c$$



Por lo que

$$\Delta p = \left(\frac{\varphi p - \varphi y}{2} \right) * l_p * l_c$$

$$\mu \Delta = 1 + 3 * \frac{l_p}{l_c} * (\mu \varphi - 1)$$

Para $l_p = h_v/2$

$$\mu \Delta = 1 + \frac{3}{2} * \frac{l_p}{l_c} * (\mu \varphi - 1) \tag{95}$$

Las demandas de ductilidad locales necesarias para lograr una ductilidad dada de entrepiso, son en este caso mucho mayores que el anterior, sin embargo, hay que considerar de las articulaciones plásticas en las vigas son capaces de desarrollar ductilidades muy superiores que las de columnas.

Relación Entre Ductilidad Global De Un Marco Y Ductilidad Local De La Sección

Crítica

Consideremos el marco de la fig. 1 y supongamos, con una simplificación extrema, que el desplazamiento lateral de entrepiso en la etapa de comportamiento lineal, es constante para todos los entrepisos. Eso implica que las secciones de vigas y columna de cada entrepiso se han dimensionado de manera que sus momentos de inercia varían proporcionalmente a la fuerza cortante que actúa en el entrepiso.

En este caso la deformación lateral en la punta del marco es la suma de n desplazamientos (iguales) de entrepiso, y su relación con la curvatura del extremo de una columna cualquiera vale

$$\Delta y = \frac{n * \varphi y * l_c^2}{6}$$

(96)

Para que se presente el colapso con mecanismo de columna débil-viga fuerte basta con que este mecanismo se forme en un solo entrepiso (fig. 68). Por tanto, la deformación plástica es la misma que la calculada para el estudio de un entrepiso y se tiene

$$\mu\Delta = 1 + \frac{6}{n} * \frac{lp}{lc} * (\mu\varphi - 1)$$

Para $lp = \frac{hc}{2}; \frac{hc}{lc} = \frac{1}{8}$ y $n = 12$

$$\mu\Delta = 1 + \left(\frac{3}{2}\right) * (\mu\varphi - 1) \quad (97)$$

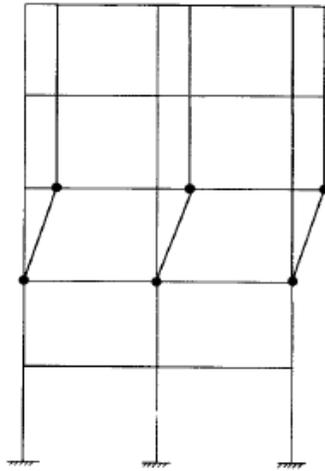


Figura 68. Mecanismo de falla de entrepiso de un marco por columna débil.

Fuente: Bazán y Meli.

Lo anterior implica que para una estructura de 12 pisos desarrolle un factor de ductilidad de 4 se requiere que localmente, en las columnas del entrepiso donde se forman las articulaciones plásticas, se presenten rotaciones inelásticas que corresponden a un factor de ductilidad de curvatura de 97. Esto excede totalmente la capacidad de rotación de las columnas, por lo que este mecanismo de columnas débiles-vigas fuertes es altamente indeseable.

Con relación al otro mecanismo de columnas fuertes-vigas débiles, para que la estructura en su conjunto llegue al colapso se requiere que se formen articulaciones plásticas en todos los pisos y además en la base de las columnas, en la forma mostrada en la



fig. 69 para esta condición la relación entre la ductilidad de conjunto y la ductilidad local aproximadamente la misma que se determinó para un entrepiso aislado.

Mecanismo que favorecen el aumento de ductilidad de un elemento:

- Confinar sección interna del concreto de forma adecuada con acero transversal, por medio de estribos para elementos rectangulares y zunchos para circulares (recomendado para un mayor aumento de ductilidad, pero con mayor complejidad para construcción típica).

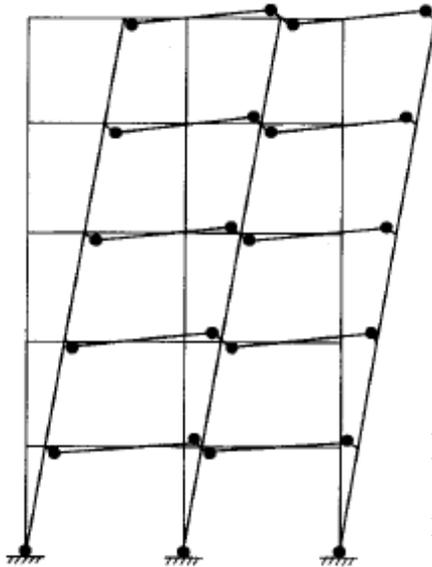


Figura 69. Mecanismo de falla de entrepiso de un marco por columna fuerte y viga débil.

Fuente: Bazán y Meli.

- El acero de refuerzo debe estar dentro del límite inferior y superior de su resistencia. Ya que si está por debajo del límite inferior, el acero no podrá desarrollar las capacidades adecuadas de deformación del elemento; si está por encima del límite, el elemento podrá producir a una ruptura sorpresiva del concreto, dando lugar a una falla frágil, lo que siempre debe evitarse.



- La cuantía del acero longitudinal debe estar por debajo de la cuantía balanceada, para evitar la falla frágil por ruptura del concreto, debido a la alta capacidad por la sección de acero con respecto a la del concreto.
- Para las vigas debe colocarse acero de refuerzo longitudinal en la parte inferior y superior del elemento, para que haya una mejor distribución de esfuerzos y aumentar la capacidad de deformación; siendo este acero inferior parte de la cuantía del acero longitudinal (como se describe en los libros de concreto).
- El acero transversal de confinamiento debe estar separado a poca distancia, para mejorar el comportamiento del elemento y así aumentar su capacidad de deformación a cargas elevadas.
- El concreto de baja resistencia tiende a ser más dúctil, pero para elementos de una estructura el aumento de la resistencia del concreto aumenta la ductilidad del elemento hasta ciertos límites; debe tenerse en cuenta la capacidad de resistencia y la necesidad de elementos de poco tamaño, para tener disponibilidad de espacios en la estructura.



CAPITULO III

MARCO METODOLOGICO

Tipo De Investigación

El nivel de conocimiento que se desea alcanzar en esta investigación es del tipo explorativo, ya que explora las teorías y formulaciones de las referencias utilizadas en este trabajo de grado, para el cálculo de la ductilidad local y global de los elementos estructurales a porticados.

Diseño De La Investigación

La estrategia en general que se adopta en la investigación será del tipo Documental, esto debido a que el desarrollo de la misma, se realizará a base de recopilación de textos, normativas y publicaciones; los cuales ayudarán en el desarrollo de la metodología que se debe realizar para determinar la ductilidad global de sistemas estructurales a porticados de concreto armado, a partir de la ductilidad local de los miembros.

Según el Manual de Trabajos de Grado de Especialización y Maestría y Tesis Doctorales de la Universidad Pedagógica Experimental Libertador (UPEL, 2003): “Se entiende por investigación documental, 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”.



Técnicas e instrumentos de recolección de datos

En base al diseño de investigación, la técnica de recolección de datos será la revisión documental, la cual será realizada mediante el siguiente desarrollo:

- Arqueo bibliográfico: Consiste en explorar y buscar la bibliografía que será utilizada en el desarrollo del tema de investigación, tales como: documentos, libros, revistas, normas e información virtual.
- Selección y organización de la información: Una vez revisada la bibliografía, se procede a seleccionar y organizar todos aquellos documentos, libros, revistas, normas e información virtual, que será de apoyo para la realización del trabajo de grado.
- Resumen y síntesis de la información: Se procede a realizar la lectura de todo el material seleccionado, para así lograr obtener un resumen y síntesis de las ideas principales de este material, con la finalidad de desarrollar el contenido teórico de la investigación.

Descripción de la Metodología

A continuación se presentan los pasos requeridos para lograr el cumplimiento de los objetivos propuestos para elaboración del proyecto.

1. Elaboración de arqueo de información disponible. Se hace una búsqueda de los documentos, libros, tesis y otros referentes al tema en estudio.
2. Realización del análisis de la información obtenida. Se lee, analiza y extrae la información que será utilizada para la realización del proyecto.
3. Ejecución del diseño de las características de los edificios a estudiar, así como de los programas de cálculos que servirán para el análisis de las edificaciones. Se harán las especificaciones de los edificios a estudiar, así como los programas que se utilizarán para el diseño y cálculo de las estructuras que serán estudiadas.



4. Realización de los cálculos y análisis de los diseños de las edificaciones con los criterios de diseño respectivo (Criterio Sismorresistente y Criterio y Comportamiento Sismorresistente).
5. Se hace el Análisis No Lineal Estático con las estructuras estudiadas para compararse con la información obtenida con anterioridad.
6. Se procede con el análisis de la información y resultados obtenidos.
7. Se llegan a las conclusiones y recomendaciones en función de los resultados obtenidos.

Criterios Utilizados

- Para la selección del Factor de Reducción de Respuesta (R) 3.5 y 6 son los valores límites entre el Nivel de Diseño (ND) 3 y 2 con el Tipo de Estructura I y II en la tabla 6.4 de la Norma COVENIN – MINDUR 1756-2001 EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES; las cuales son las características de las edificaciones que se pueden asumir como relacionadas en el estudio. Para el valor de R de 4.5 se toma el valor medio de 4 y 5, que son los valores intermedios en la tabla si se quiere.
- Para la selección del factor de capacidad de las columnas con CCS se toma el valor múltiplo de 5 más cercano al valor mínimo por debajo, ya que para los edificios con CS su capacidad es apenas superior al 31%, por ende el valor de la capacidad utilizado para el CCS será el 30%.

Paso a Paso

A continuación se presentan los pasos requeridos para lograr el cumplimiento de los objetivos propuestos para elaboración del proyecto.

- 1) Definición del tipo de estructura a ser estudiada, para el análisis y la determinación de la ductilidad global de un sistema, a partir de la ductilidad local de sus miembros. El cual será un sistema **TIPO I**: “Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante sus vigas y columnas, tales como los sistemas

estructurales constituidos por pórticos. Los ejes de columnas deben mantenerse continuos hasta su fundación”. Según Norma COVENIN 1756-2001.

- 2) Se definen los usos de las edificaciones y las dimensiones de las estructuras a estudiar:
 - Estructura N° 1 con uso de oficina, edificio de 5 pisos, con entrepisos de 3m y luces de 5m tanto para el eje X como para el eje Y, con seis (6) pórticos paralelos al eje X y ocho (8) pórticos paralelos al eje Y. Ver vista de planta en la fig. 70

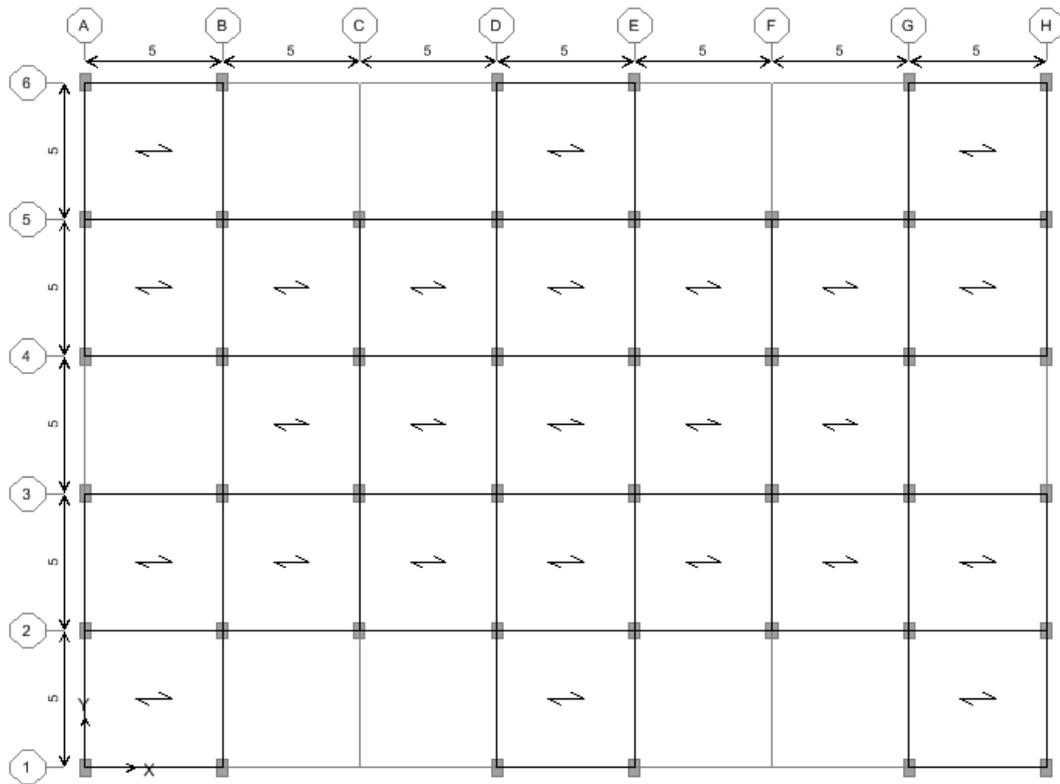


Figura 70. Vista De Planta De La Estructura N°1

Fuente: Angola G.

- Estructura N° 2 con uso de oficina, edificio de 15 pisos, con entrepisos de 3m y luces de 6m, además cinco (5) pórticos paralelos al eje X; paralelo al eje Y luces de 4m y ocho (8) pórticos. Ver vista de planta en la fig. 71.

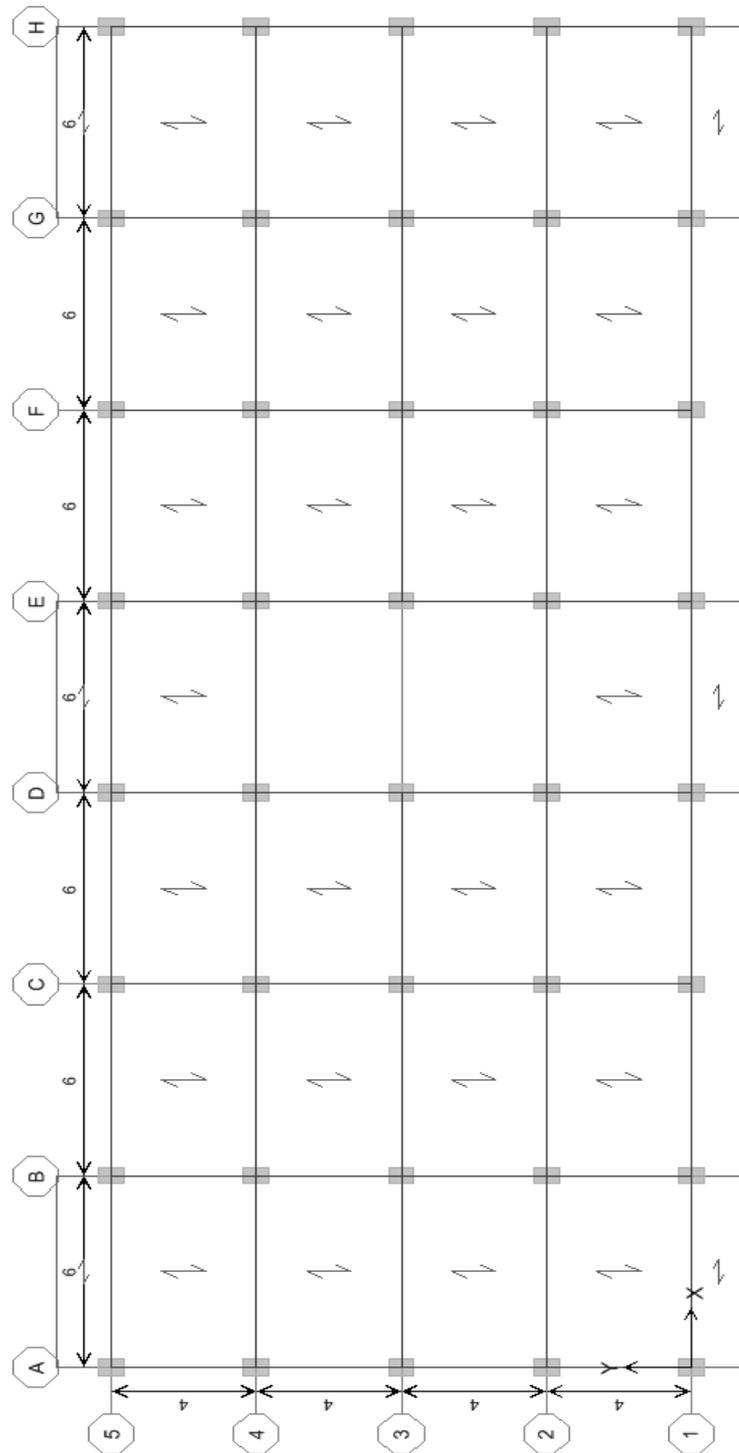


Figura 71. Vista De Planta De La Estructura N° 2

Fuente: Angola G.



- 3) Se definen los parámetros para el cálculo del espectro de respuesta de la estructura ante un sismo (Norma COVENIN 1756-2001):
- zonificación (Valencia = zona 5).
 - El coeficiente de la aceleración horizontal (A_0) para cada zona se da en la Tabla 4.1. ($A_0 = 0.3$)
 - El coeficiente de la aceleración vertical, se tomará como 0.7 veces los valores de A_0
 - Material donde será fundado la estructura (suelos duros o densos).
 - Velocidad promedio de las ondas de corte en el perfil geotécnico ($V_{sp} = 300$ m/s).
 - Profundidad a la cual se consigue material cuya velocidad de las ondas de corte, V_s , es mayor que 500 m/s ($H = 30$ m).
 - Profundidad desde la superficie hasta el tope del estrato blando ($H_1 = 6$ m).
 - Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal ($\phi = 0.9$, tabla 5.1 de la Norma COVENIN 1756-2001).
 - Forma espectral (S_2 , tabla 5.1 de la Norma COVENIN 1756-2001).
 - Clasificación según el uso, para las dos estructuras se clasificaran en el grupo B2 (art. 6.1.1), donde el factor de importancia $\alpha = 1$ (tabla 6.1) Norma COVENIN 1756-2001.
 - Clasificación según el Nivel de Diseño, de la tabla 6.2 Norma COVENIN 1756-2001 obtenemos ND3.
 - Se tendrá entrepiso rígido, lo que generara un diafragma rígido en el plano.
 - Se define el Factor De Reducción De Respuesta (R) de la tabla 6.4 Norma COVENIN 1756-2001, donde se tienen los valores máximos que se pueden utilizar, dependiendo del nivel de diseño. Donde, por razones de análisis se tomaran los R de 3.5, 4.5 y 6 para cada estructura estudiada ($N^\circ 1$ y $N^\circ 2$).
 - La estructura estará clasificada como regular, además de ser simétrica.
 - De la tabla 7.1 se obtendrán los valores de máximo periodo en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante ($T^* = 0.7$), factor de magnificación promedio ($\beta = 2.6$) y el exponente que define la rama descendente del espectro ($p = 1$).
 - De la tabla 7.2 se obtendrá el valor del periodo característico de variación de respuesta dúctil en segundos ($T^+ = 0.1*(R - 1)$ si $R < 5$ ó $T^+ = 0.4$ si $R \geq 5$).

- El espectro de respuesta elástico vendrá dado por la gráfica 72.

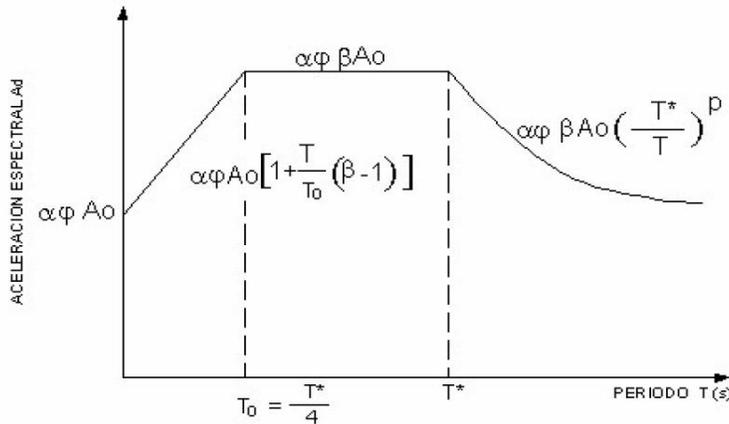


Figura 72. Gráfica Del Espectro de Respuesta Para R=1.

Fuente: Norma COVENIN 1756-2001

- 4) Se ingresan los datos a un programa de cálculo estructural, para hacer el Análisis Espectral con Superposición Modal en el Rango Elástico de cada estructura con su respectivo R. En esta oportunidad se utilizara el programa ETABS en la versión 9.6 de Computers and Structures (ver fig. 73), para la obtención de solicitaciones entre otros valores. Los datos solicitados son:
 - Las cargas estarán el Kg/ m², donde SCP es la sobre carga permanente y CV es la carga variable, que se obtienen de la Norma COVENIN 2002-1988. Ver tabla N° 2

CASOS DE CARGA	ENTREPISO	TECHO
SCP	300	150
CV	250	100

Tabla 2. Valores de cargas.

Fuente: Norma COVENIN 2002-1988.

- Se tomara en un inicio vigas con la sección de 35x45 para las vigas de amarre y de 35x55 para las de carga; además de en un inicio columnas de 40x60 (todos los valores en cm) valores obtenidos al realizar un análisis de requisitos por rigideces.
- Se define como entrepiso una losa nervada armada en una dirección con h = 25cm, obtenido por la tabla 9.6.1 de la Norma COVENIN 1753-2006.



- Se ingresan los datos obtenidos del espectro de respuesta para el R específico de la estructura estudiada de forma respectiva.

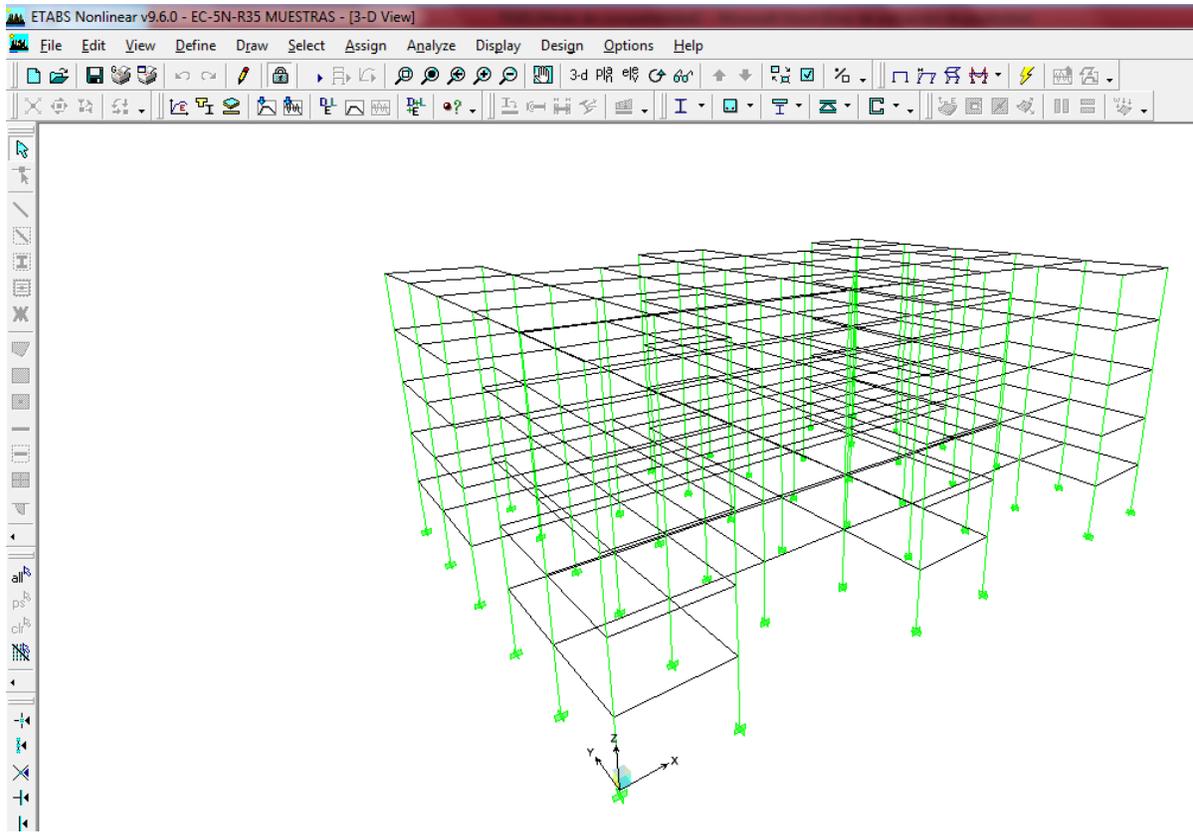


Figura 73. Vista isométrica de la estructura N° 2 (5 pisos) desde ETABS.

Fuente: Angola G.

- 5) Se realiza un Análisis Espectral Con Superposición Modal en el Rango Elástico de la estructura por medio del software ETABS, obteniendo en un principio la información de si los elementos están trabajando por encima de su capacidad, y de ser así, se debe redefinir la sección que presenta el inconveniente y se repite el análisis, hasta q todos los elementos estén trabajando por debajo de su capacidad.
- 6) Se extrae la cantidad de acero máximo requerido para las vigas para cada estructura.



ETABS Nonlinear v9.6.0 - EC-5N-R35 MUES Concrete Design 2 - Beam Summary Data - ACI 318-05/IBC 2003

File Edit View Define Draw Select Edit View

Concrete Design 2 - Beam Summary Data - ACI 318-05/IBC 2003

Story	BayID	SecID	ItmLo	Status	AsTopCombo	AsMinTop	AsTop	AsBotCombo	AsMinBot	AsBot	VCon
STORY5	B1	V30X40-AMA4	0.20	No Message	UDCON3	0.000337	0.000337	UDCON4	0.000237	0.000237	UDCC
STORY5	B1	V30X40-AMA4	0.66	No Message	UDCON3	0.000247	0.000247	UDCON4	0.000209	0.000209	UDCC
STORY5	B1	V30X40-AMA4	1.12	No Message	UDCON4	0.000167	0.000167	UDCON3	0.000178	0.000178	UDCC
STORY5	B1	V30X40-AMA4	1.58	No Message	UDCON4	0.000099	0.000099	UDCON3	0.000144	0.000144	UDCC
STORY5	B1	V30X40-AMA4	2.04	No Message	UDCON3	0.000083	0.000083	UDCON3	0.000103	0.000103	UDCC
STORY5	B1	V30X40-AMA4	2.50	No Message	UDCON3	0.000083	0.000083	UDCON3	0.000083	0.000083	UDCC
STORY5	B1	V30X40-AMA4	2.96	No Message	UDCON3	0.000083	0.000083	UDCON3	0.000083	0.000083	UDCC
STORY5	B1	V30X40-AMA4	3.42	No Message	UDCON3	0.000083	0.000083	UDCON3	0.000122	0.000122	UDCC
STORY5	B1	V30X40-AMA4	3.88	No Message	UDCON4	0.000137	0.000137	UDCON3	0.000157	0.000157	UDCC
STORY5	B1	V30X40-AMA4	4.34	No Message	UDCON3	0.000214	0.000214	UDCON4	0.000188	0.000188	UDCC
STORY5	B1	V30X40-AMA4	4.80	No Message	UDCON3	0.000302	0.000302	UDCON4	0.000217	0.000217	UDCC
STORY5	B2	V30X40-AMA4	0.20	No Message	UDCON3	0.000292	0.000292	UDCON4	0.000215	0.000215	UDCC
STORY5	B2	V30X40-AMA4	0.66	No Message	UDCON3	0.000210	0.000210	UDCON4	0.000189	0.000189	UDCC
STORY5	B2	V30X40-AMA4	1.12	No Message	UDCON4	0.000139	0.000139	UDCON3	0.000160	0.000160	UDCC
STORY5	B2	V30X40-AMA4	1.58	No Message	UDCON3	0.000079	0.000079	UDCON3	0.000126	0.000126	UDCC
STORY5	B2	V30X40-AMA4	2.04	No Message	UDCON3	0.000079	0.000079	UDCON3	0.000085	0.000085	UDCC
STORY5	B2	V30X40-AMA4	2.50	No Message	UDCON3	0.000079	0.000079	UDCON3	0.000079	0.000079	UDCC
STORY5	B2	V30X40-AMA4	2.96	No Message	UDCON3	0.000079	0.000079	UDCON3	0.000079	0.000079	UDCC
STORY5	B2	V30X40-AMA4	3.42	No Message	UDCON4	0.000086	0.000086	UDCON3	0.000113	0.000113	UDCC
STORY5	B2	V30X40-AMA4	3.88	No Message	UDCON3	0.000154	0.000154	UDCON4	0.000142	0.000142	UDCC
STORY5	B2	V30X40-AMA4	4.34	No Message	UDCON3	0.000234	0.000234	UDCON4	0.000170	0.000170	UDCC
STORY5	B2	V30X40-AMA4	4.80	No Message	UDCON3	0.000322	0.000322	UDCON4	0.000191	0.000191	UDCC
STORY5	B3	V30X40-AMA4	0.20	No Message	UDCON3	0.000325	0.000325	UDCON4	0.000194	0.000194	UDCC
STORY5	B3	V30X40-AMA4	0.66	No Message	UDCON3	0.000236	0.000236	UDCON4	0.000172	0.000172	UDCC
STORY5	B3	V30X40-AMA4	1.12	No Message	UDCON3	0.000155	0.000155	UDCON4	0.000144	0.000144	UDCC
STORY5	B3	V30X40-AMA4	1.58	No Message	UDCON4	0.000087	0.000087	UDCON3	0.000114	0.000114	UDCC
STORY5	B3	V30X40-AMA4	2.04	No Message	UDCON3	0.000080	0.000080	UDCON3	0.000080	0.000080	UDCC
STORY5	B3	V30X40-AMA4	2.50	No Message	UDCON3	0.000080	0.000080	UDCON3	0.000080	0.000080	UDCC
STORY5	B3	V30X40-AMA4	2.96	No Message	UDCON3	0.000080	0.000080	UDCON3	0.000085	0.000085	UDCC
STORY5	B3	V30X40-AMA4	3.42	No Message	UDCON3	0.000080	0.000080	UDCON3	0.000127	0.000127	UDCC
STORY5	B3	V30X40-AMA4	3.88	No Message	UDCON4	0.000142	0.000142	UDCON3	0.000161	0.000161	UDCC
STORY5	B3	V30X40-AMA4	4.34	No Message	UDCON3	0.000213	0.000213	UDCON4	0.000191	0.000191	UDCC
STORY5	B3	V30X40-AMA4	4.80	No Message	UDCON3	0.000296	0.000296	UDCON4	0.000218	0.000218	UDCC
STORY5	B4	V30X40-AMA4	0.20	No Message	UDCON3	0.000305	0.000305	UDCON4	0.000206	0.000206	UDCC
STORY5	B4	V30X40-AMA4	0.66	No Message	UDCON3	0.000220	0.000220	UDCON4	0.000182	0.000182	UDCC

Plan View - STORY1 - Elevation 3 Lo

Plan View - STORY1 - Elevation 3

ES

Figura 74. Ejemplo de la salida de datos, donde se extrae la cantidad de acero solicitado para la estructura N° 1 (5 pisos) con R=3.5 desde ETABS.

Fuente: Angola G.

- 7) Se hace el diseño de la sección colocando la mínima combinación del acero comercial, el cual fue extraído de la información arrojada por el modelo del ETABS. Cumpliendo el Capítulo 7, 9, 10,11 12 y 18 de la Norma 1753-2006, ver fig. 75.



	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S
37	2 y 3	1/2 y 5/8	8.48	1 y 3	1/2 y 5/8	7.21	1 y 2	1/2 y 5/8	5.23	1 y 2	1/2 y 5/8	5.23	1 y 2	1/2 y 5/8	5.23	1 y 2	1/2 y 5/8	5.23	1 y 2
38																			
39																			
40			PRE																
41			DISEÑO	1A - 1B N4 = 1A - 1B, 1D - 1E, 1G - 1H, 6A - 6B, 6D - 6E, 6G - 6H EN NIVELES 4 Y 5															
42																			
43																			
44																			
45																			
46																			
47				1 Ø 1/2 x 1.55 m								1 Ø 1/2 x 1.55 m							
48				0.20												0.20			
49				3 Ø 1/2 x 5.70 m															
50				0.20												0.20			
51				0.20												0.20			
52				0.20												0.20			
53				0.20												0.20			
54				1 Ø 1/2 x 1.55 m								1 Ø 1/2 x 1.55 m							
55																			
56																			
57			PRE																
58			DISEÑO	1A - 1B N2 = 1A - 1B, 1D - 1E, 1G - 1H, 6A - 6B, 6D - 6E, 6G - 6H EN NIVELES 1, 2 Y 3															
59																			
60																			
61																			
62																			
63																			
64				1 Ø 1/2 x 1.05 m								1 Ø 1/2 x 1.05 m							
65				0.20												0.20			
66				1 Ø 5/8 x 1.60 m															
67				0.20												0.20			
68								1 Ø 1/2 x 5.70 m											

Figura 75. Ejemplo del acero diseñado para la estructura N° 2 (5 pisos) con R=3.5

Fuente: Angola G.

- 8) Se verifica que se cumplan los requisitos del Capítulo 11 de la Norma 1753-2006 y Capítulo 8 y 10 de la Norma 1756-2001.
- 9) Se realiza el cálculo de la ductilidad local y global de las vigas, como se indica más adelante.
- 10) Se verifica para las columnas que el esfuerzo axial inducido debe ser menor al 70% de la capacidad de la misma. Este valor se toma, ya que en el Norma 1756-2001 se advierte que debe ser un valor menor o igual al 75%. En los casos no se cumplió, se modifican las columnas para que cumplan este requisito.



CUADRO COMPARATIVO															
EDIFICIO	R teorico	NIVEL	COLUMNA (cm)		VIGA TIPO			A's (cm ²)	As (cm ²)	μφ	μΔ	R calculado	ΔR	Δ max	R max
					TIPO	b (cm)	h (cm)								
6	15P	3.5	14		CARGA	35	55	8.47	8.47	12.63	4.20	5.25	1.75		
7	15P	3.5	10		CARGA	35	55	11.96	11.96	9.60	3.37	4.21	0.71		
8	15P	3.5	3		CARGA	35	55	20.43	20.43	8.30	3.01	3.76	0.26		3.76
9	15P	3.5	1=10		CARGA	35	55	11.96	11.96	9.60	3.37	4.21	0.71		
10	15P	3.5	13	40	60	AMARRE	35	45	7.92	7.92	10.16	3.06	3.83	0.33	
11	15P	3.5	9	40	60	AMARRE	35	45	15.28	15.28	7.34	2.43	3.03	-0.47	
12	15P	3.5	3	50	70	AMARRE	35	45	20.43	20.43	6.40	2.22	2.77	-0.73	
13	15P	3.5	1=9	60	80	AMARRE	35	45	15.28	15.28	7.34	2.43	3.03	-0.47	
14	15P	4.5	14	40	60	CARGA	35	55	6.33	6.33	14.59	4.74	5.92	1.42	
15	15P	4.5	12	40	60	CARGA	35	55	9.50	9.50	11.94	4.01	5.01	0.51	
16	15P	4.5	9	40	60	CARGA	35	55	12.67	12.67	10.39	3.58	4.48	-0.02	
17	15P	4.5	2	50	70	CARGA	35	55	15.68	15.68	9.39	3.31	4.13	-0.37	
18	15P	4.5	1=9	60	80	CARGA	35	55	12.67	12.67	10.39	3.58	4.48	-0.02	
19	15P	4.5	13	40	60	AMARRE	35	45	5.07	5.07	12.73	3.64	4.55	0.05	
20	15P	4.5	10	40	60	AMARRE	35	45	9.50	9.50	9.27	2.86	3.58	-0.92	
21	15P	4.5	7	40	60	AMARRE	35	45	12.83	12.83	7.99	2.57	3.22	-1.28	
22	15P	4.5	2	50	70	AMARRE	35	45	15.68	15.68	7.25	2.41	3.01	-1.49	
23	15P	4.5	1=10	60	80	AMARRE	35	45	9.50	9.50	9.27	2.86	3.58	-0.92	
24	15P	6	14	40	60	CARGA	35	55	6.33	6.33	14.59	4.74	5.92	-0.08	
25	15P	6	10	40	60	CARGA	35	55	10.13	10.13	11.57	3.91	4.88	-1.12	
26	15P	6	1	50	70	CARGA	35	55	12.43	12.43	10.48	3.61	4.51	-1.49	
27	15P	6	12	40	60	AMARRE	35	45	5.78	5.78	11.91	3.45	4.32	-1.68	
28	15P	6	8	40	60	AMARRE	35	45	8.87	8.87	9.60	2.94	3.67	-2.33	
29	15P	6	2	50	70	AMARRE	35	45	11.56	11.56	8.41	2.67	3.33	-2.67	
30	15P	6	1=8	50	70	AMARRE	35	45	8.87	8.87	9.60	2.94	3.67	-2.33	

Tabla 3. Ejemplo de tabla resumen para la estructura de 15 pisos con los R=3.5, R=4.5 y R=6. Con criterio sismoresistente.

Fuente: Angola G.

11) De los libros ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO de R. Park y T. Paulay 1983, y DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS de Enrique Bazán y Roberto Meli; de donde se extrajo la teoría y formulas en general descritas en el marco teórico. De esta información se desarrollaron hojas de cálculo para la determinación de la ductilidad rotacional, la ductilidad de desplazamiento y el factor de reducción de respuesta asociado a las características del elemento estudiado; ver fig. 76, estas hojas de cálculo están diseñadas como se presenta a continuación:

- Características de la viga: dimensiones, áreas de acero a tracción y compresión, F_y del acero, f'_c del concreto, E_s , ϵ_c , β_1 .
- Se hace el cálculo de la cuantía y se verifica que cumplan los parámetros normativos, ver fig. 77.



	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
1																
2		CALCULO DE DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA														
3																
4		DATOS DE LA SECCION		4.165												
5																
6		b =	35.00	cm												
7		H =	45.00	cm												
8		rec Sup (d') =	4.00	NO CUMPLE												
9		rec Inf =	5.00	cm												
10		rec lat =	5.00	cm												
11		L =	3.00	m												
12		F'c =	250.00	Kgf/cm ²												
13		Fr =	31.62	Kgf/cm ²												
14		Fy =	4,200.00	Kgf/cm ²												
15		CANTs =	4.00	Øs =	1/2	"	=	1.27	cm							
16		As sup (A's)=	6.33	cm ²												
17		CANTI =	4.00	Øi =	1/2	"	=	1.27	cm							
18		As inf (As)=	6.33	cm ²												
19		sep sup =	4.00	cm	OK	27.08										
20		sep inf =	4.00	cm	OK	27.08										

Figura 76. Ejemplo de datos introducidos en hoja de cálculo de ductilidad.

Fuente: Angola G.

CALCULO DE CUANTIA

$$\begin{aligned}
 \rho &= A_{st}/(b*d) = 4.52E-03 & \left. \begin{array}{l} \rho_b = 0,85 * F'c * \beta_1 * E_s / (F_y * (\epsilon_c * E_s + F_y)) = 4.30E-02 \\ \rho_t <= 0,50 * \rho_b + \rho' \Rightarrow \text{OK} \end{array} \right\} & \rho_b \\
 \rho' &= A'_{st}/(b*d) = 4.52E-03 & & \rho =
 \end{aligned}$$

Figura 77. Ejemplo de chequeo de cuantía en hoja de cálculo de ductilidad.

Fuente: Angola G.

- Se realiza el estudio del comportamiento del elemento justo antes del agrietamiento de la sección de concreto, donde se obtendrán los valores del momento de agrietamiento (Mg) y la curvatura de agrietamiento (ϕg). Ver fig. 78.
- Se obtiene el comportamiento del elemento en el instante de inicio de la primera cedencia de la sección de concreto, donde se obtendrán los valores del momento de cedencia (My) y la curvatura de cedencia (ϕy). Donde debe chequearse que el esfuerzo del acero a compresión es menor o igual al Fy; y el esfuerzo del concreto es menor a f'c. Teniendo en cuenta las hipótesis de que el eje neutro de la sección estará entre el acero a tracción y el acero a compresión, y el acero a compresión está cediendo o no al momento del estudio. Ver fig. 79.



1) ANTES DEL AGRIETAMIENTO

$$\begin{aligned}n &= E_s/E_c = && 8.80 \\A_{transf} &= b \cdot H + (n) \cdot (A_s + A'_s) = && 1673.75 \text{ cm}^2 \\ \bar{Y} &= (\sum(A \cdot D))/A_{transF} = && 22.47 \text{ cm} \\ I &= \sum(1/12 \cdot b_i \cdot h_i^3 + A_i \cdot D_i^2) = && 297,801 \text{ cm}^4 \\ M_g &= F_r \cdot I / (H - \bar{Y}) = && 4,180 \text{ Kg} \cdot \text{m} \\ \phi_g &= (F_r / E_c) / (H - \bar{Y}) = && 5.88E-06\end{aligned}$$

Figura 78. Ejemplo del estudio de la sección antes del agrietamiento en la hoja de cálculo de ductilidad.

Fuente: Angola G.

- Se procede al estudio del comportamiento del elemento después del agrietamiento de la sección de concreto, donde se obtendrán los valores del momento último (M_u) y la curvatura última (ϕ_u). Teniendo en cuenta las hipótesis de que el eje neutro de la sección estará entre el acero a tracción y el acero a compresión, y el acero a compresión está cediendo o no al momento del estudio. Ver fig. 80.
- Se hace una relación de los momentos y las curvaturas de la sección para cada caso comentado anteriormente. Ver fig. 81.
- Se verifica la relación de la curvatura última entre la curvatura cedente, para obtener la ductilidad local del elemento ($\mu_\phi = \phi_u/\phi_y$); también llamado ductilidad de curvatura. Ver fig. 81.
- Se obtiene la ductilidad de desplazamiento con la relación de uno más tres medios de la altura de la viga entre la longitud del entrepiso, por la ductilidad de curvatura menos uno; la cual se comentó en la parte teórica que esta sería la ductilidad de la estructura. Ver fig. 81.



2) PRIMERA CEDENCIA

$$k = ((\rho + \rho')^2 * n^2 + 2 * (\rho + (\rho' * d') / d))^{(1/2)} - (\rho + \rho') * n = 2.27E-01$$

$$k d = k * d = 9.07 \text{ cm}$$

$$\epsilon_s = F_y / E_s = 2.00E-03$$

$$F_c = \epsilon_c * E_c = 140.07 \text{ Kg/cm}^2 = 0.56 F'_c \Rightarrow \text{OK}$$

$$\epsilon'_s = \epsilon_c * (k d - d') / (k d) = 3.28E-04$$

$$F'_s = \epsilon'_s * E_s = 688.84 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{OK}$$

$$\therefore C_c = 1/2 * F_c * b * k d = 25,416.18 \text{ Kg}$$

$$C_s = A'_s * F'_s = 4,363.04 \text{ Kg}$$

$$\bar{Y}_c = ((d' * C_s) + (C_c * k d / 3)) / (C_c + C_s) =$$

$$\therefore J_d = d - \bar{Y}_c = 36.83 \text{ cm}$$

$$M_y = A_s * F_y * j_d = 9,798.36 \text{ kgf*m}$$

$$\phi_y = (F_y / E_s) / (d * (1 - k)) = 6.47E-05 \text{ rad/m}$$

Figura 79. Ejemplo del estudio de la sección en la primera cedencia en la hoja de cálculo de ductilidad.

Fuente: Angola G.

3) DESPUES DEL AGRIETAMIENTO (a la carga maxima)

$$a = (A_s * F_y - A'_s * F'_s) / (0.85 * F'_c * b) = 0.006 \text{ cm} \Rightarrow c = a / \beta_1 = 0.007 \text{ E.N. } < d', \text{ RECALCULAR } A'_s$$

$$\epsilon'_s = \epsilon_c * (c - d') / c = \text{RECALCULAR } a \text{ si } \epsilon'_s \geq F_y / E_s \Rightarrow (F'_s = F_y) \Rightarrow \text{acer}$$

EN CASO DE NO CUMPLIR:

$$Tas = C_c + C A'_s = 26,602 \text{ Kg}$$

SE DESCOMPONE LA ECUACION ANTERIOR EN FUNCION DE "c"

$$(0.85 * F'_c * \beta_1 * b) * c^2 + (E_s * \epsilon_c u - A_s * F_y) * c - A'_s * d' * E_s * \epsilon_c u = 0 = Xc^2 + Yc + Z$$

$$c = \frac{-Y \pm \sqrt{Y^2 - 4XZ}}{2X}$$

$$c = \frac{4.08 \text{ cm} \Rightarrow a = 3.47 \text{ cm}}{-6.19}$$

$$\epsilon'_s = 0.00006$$

$$F'_s = 126 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_u = 0.85 * F'_c * a * b * (d - a/2) + A'_s * F'_s * (d - d') \Rightarrow M_u \text{ (Kg*m)} = 10,161.32 \text{ kgf*m}$$

Mu = 10,161.32 ^ ΦMu >= Mact ? CUMPLE

$$\phi_u = \epsilon_c / c = 7.35E-04 \text{ rad/m}$$

Figura 80. Ejemplo del estudio de la sección despues del agrietamiento en la hoja de cálculo de ductilidad.

Fuente: Angola G.

	M	ϕ
	0.0	0.0
g	4,180	5.88E-06
y	9,798	6.47E-05
u	10,161	7.35E-04

$$\mu = \phi_u / \phi_y = 11.37$$

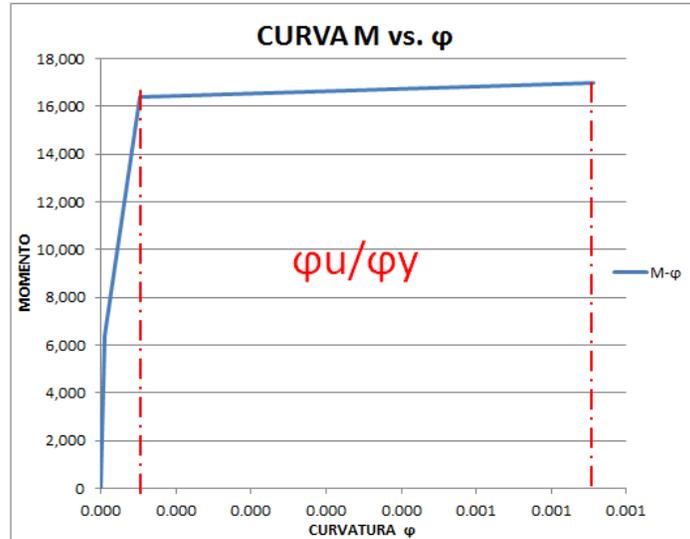


Figura 81. Ejemplo de la relación de momentos y curvatura de la sección.

Fuente: Angola G.

Ahora bien, al tener varios elementos vigas para la disipación de energía, ya que como se comentó anteriormente, las columnas se le es difícil alcanzar valores adecuados de ductilidad por la incidencia de las carga axiales a las que estará sometido; los elementos vigas serán los elementos fusibles en la estructura aporticada, por esta razón la ductilidad de desplazamiento del elemento más desfavorable, será la tendencia de la ductilidad del sistema estructural.

- 12) Se realiza un análisis de los elementos vigas, para obtener la ductilidad rotacional, la ductilidad de desplazamiento y el factor de reducción de respuesta (R) de cada uno; y así comparar el R obtenido con el R supuesto en un inicio para el cálculo del espectro de respuesta de la estructura. Ver fig. 81.
- 13) Se hace una base de datos inicial con los elementos de la estructura, donde se han cumplido las Normas 1753-2006 y 1756-2001. Lo que nos permite tener el diseño estructural con Criterio Sismoresistente (CS).
- 14) Dado el caso en el que el factor de reducción de respuesta (R) obtenido sea menor al supuesto para algún elemento viga, se procede a modificar la sección, tal que el elemento con el área de acero obtenido del Análisis Espectral Con Superposición



Modal en el Rango Elástico y su nueva sección, tengan un R igual o mayor al supuesto en el espectro de respuesta.

- 15) Se ingresan estas nuevas secciones al sistema estructural y se verifica para las columnas, que el esfuerzo axial inducido por la mayoración de las cargas sea menor al punto de falla balanceada. Se toma el valor de 30%, ya que en el estudio del comportamiento de columnas, se observa que el punto donde se encuentra la carga para la falla balanceada esta aproximado al 35% y el valor tomado está por debajo, asegurando el comportamiento adecuado de la columna (sino se cumple, se estaría tratando con un comportamiento frágil). En los casos donde no se cumplió, se modifican las columnas para que cumplan este requisito. Ver tabla 4.

CHEQUEO DE $P_u < 30\%$ DE LA CAPACIDAD DE LA COLUMNA									
F'c =	250	Kg/cm ²							
Peso									
Conc =	2500	Kg/m ³							
COLUMNA ESTUDIADA	CENTRAL								
NIVEL	COLUMNA				Pu (ton)	CAPACIDAD (ton)	Pu < 30%CAP?		
	b (cm)	h (cm)							
T. AS.	40	60			-14311.02	14.31	600	OK!	
TECHO	40	60			-27694.51	27.69	600	OK!	
13	40	60			-43910.86	43.91	600	OK!	
12	40	60			-65975.95	65.98	600	OK!	
11	40	60			-89730.49	89.73	600	OK!	
10	40	60			-113491.65	113.49	600	OK!	
9	40	60			-138024.29	138.02	600	OK!	
8	40	60			-167003.28	167.00	600	OK!	
7	50	70			-197960.38	197.96	875	OK!	
6	50	70			-228850.45	228.85	875	OK!	
5	50	70			-260923.05	260.92	875	OK!	
4	60	80			-294753.93	294.75	1200	OK!	
3	60	80			-328710.48	328.71	1200	OK!	
2	60	80			-361766.87	361.77	1200	ERROR	
1	70	90			-391414.11	391.41	1575	OK!	

Tabla 4. Ejemplo de tabla con las máximas solicitaciones axiales de las columnas en cada nivel para estructura de 15 pisos.

Fuente: Angola G.

- 16) Si las columnas son modificadas, se debe repetir los pasos 5, 6, 7, 8, 9, 11, 12, 13 y 14; hasta que tengan las secciones vigas con el R adecuado y las columnas cumpliendo los requisitos de comportamiento del paso 15.

- 17) Se crea una nueva base de datos, con las secciones de viga y columnas que cumplan con los parámetros de R y capacidad respectivamente, se obtiene la ductilidad



general del sistema, el cual será la menor ductilidad de desplazamiento de las vigas. Esta información obtenida será el diseño estructural con Criterio Y Comportamiento Sismoresistente (CCS). Ver tabla 5.

		CUADRO COMPARATIVO														
Lc =		300 cm		COLUMNA		VIGA TIPO			A's	As	$\mu\phi$	$\mu\Delta$	R	ΔR	Δ max	R max
EDIFICIO	R teorico	NIVEL	(cm)		TIPO	b (cm)	h (cm)	(cm ²)	(cm ²)				calculado			
6	15P	3.5	13	40	60	CARGA	35	55	8.47	8.47	12.63	4.20	5.25	1.75		
7	15P	3.5	10	40	60	CARGA	35	55	14.01	14.01	9.90	3.45	4.31	0.81		3.90
8	15P	3.5	2	60	80	CARGA	35	55	18.45	18.45	8.70	3.12	3.90	0.40		
9	15P	3.5	1=10	70	90	CARGA	35	55	14.01	14.01	9.90	3.45	4.31	0.81		
10	15P	3.5	13	40	60	AMARRE	35	45	5.78	5.78	11.91	3.45	4.32	0.82		3.25
11	15P	3.5	10	40	60	AMARRE	35	45	12.43	12.43	8.12	2.60	3.25	-0.25		
12	15P	3.5	2	50	70	AMARRE	35	50	19.56	19.56	7.50	2.63	3.28	-0.22		
13	15P	3.5	1=10	60	80	AMARRE	35	45	12.43	12.43	8.12	2.60	3.25	-0.25		
14	15P	4.5	13	40	60	CARGA	35	55	7.92	7.92	13.06	4.32	5.40	0.90		
15	15P	4.5	10	40	60	CARGA	35	55	11.88	11.88	10.72	3.67	4.59	0.09		4.34
16	15P	4.5	2	40	60	CARGA	40	55	12.67	15.68	10.00	3.48	4.34	-0.16		
17	15P	4.5	1=9	60	80	CARGA	35	55	11.88	11.88	10.72	3.67	4.59	0.09		
18	15P	4.5	13	40	60	AMARRE	35	45	5.07	5.07	12.73	3.64	4.55	0.05		4.34
19	15P	4.5	11	40	60	AMARRE	35	50	8.23	8.23	11.38	3.60	4.49	-0.01		4.43
20	15P	4.5	8	40	60	AMARRE	35	55	12.03	12.03	10.65	3.65	4.57	0.07		
21	15P	4.5	2	50	70	AMARRE	40	55	14.88	14.88	10.25	3.54	4.43	-0.07		
22	15P	4.5	1=11	60	80	AMARRE	35	50	8.23	8.23	11.38	3.60	4.49	-0.01		
23	15P	6	14	40	60	CARGA	35	55	6.33	6.33	14.59	4.74	5.92	-0.08		
24	15P	6	11	40	60	CARGA	40	55	9.50	9.50	12.75	4.23	5.29	-0.71		4.51
25	15P	6	2	50	70	CARGA	40	60	12.27	12.27	12.53	4.46	5.57	-0.43		
26	15P	6	1=11	50	70	CARGA	40	55	9.5	9.5	10.48	3.61	4.51	-1.49		
27	15P	6	12	40	60	AMARRE	40	50	5.78	5.78	14.53	4.38	5.48	-0.52		4.51
28	15P	6	8	40	60	AMARRE	40	55	9.18	9.18	12.96	4.29	5.36	-0.64		5.36
29	15P	6	2	50	70	AMARRE	40	60	11.16	11.16	13.12	4.64	5.80	-0.21		
30	15P	6	1=12	50	70	AMARRE	40	50	5.78	5.78	14.53	4.38	5.48	-0.52		

Tabla 5. Ejemplo de tabla resumen para la estructura de 15 pisos con los R=3.5, R=4.5 y R=6. Con criterio y comportamiento sismoresistente.

Fuente: Angola G.

- 18) Se hace una comparación de los datos del diseño con criterio sismoresistente y los datos del diseño estructural con criterio y comportamiento sismoresistente.
- 19) Se realiza un Análisis No Lineal Estático (ANLE), mediante el Software SAP2000 versión 14.0, para conocer el comportamiento de las estructuras a medida que se presentan las fallas y se redistribuyen las solicitaciones en las mismas. Para comparar y verificar la información obtenida anteriormente con la obtenida con el ANLE.
- 20) Se presentan las conclusiones y recomendaciones.



CAPITULO IV

RESULTADOS Y ANALISIS DE LOS RESULTADOS

Espectros De Diseño

l) Edificio de 5 pisos con $R = 3.5$

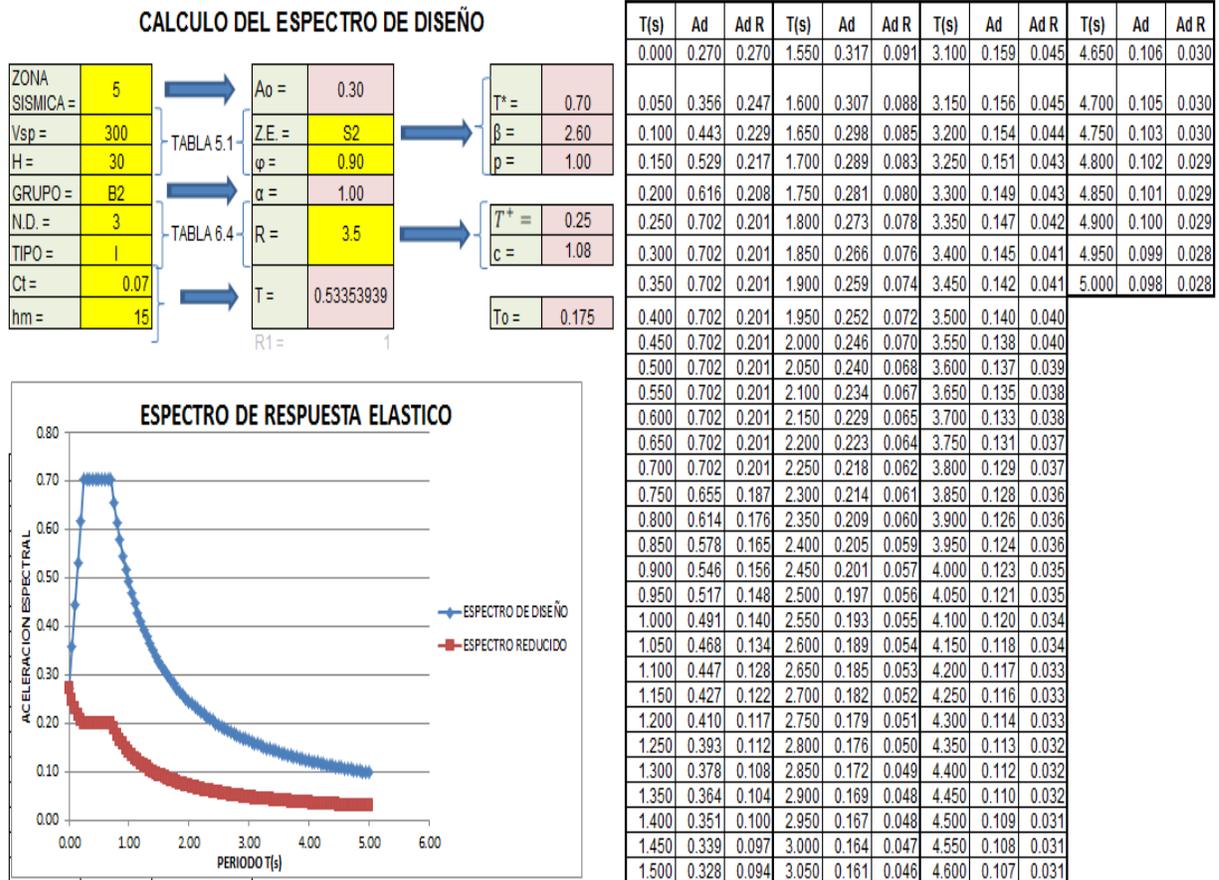


Figura 82. Espectro de diseño para $R=3.5$ y estructura N°1.

Fuente: Angola G.



II) Edificio de 5 pisos con R = 4.5

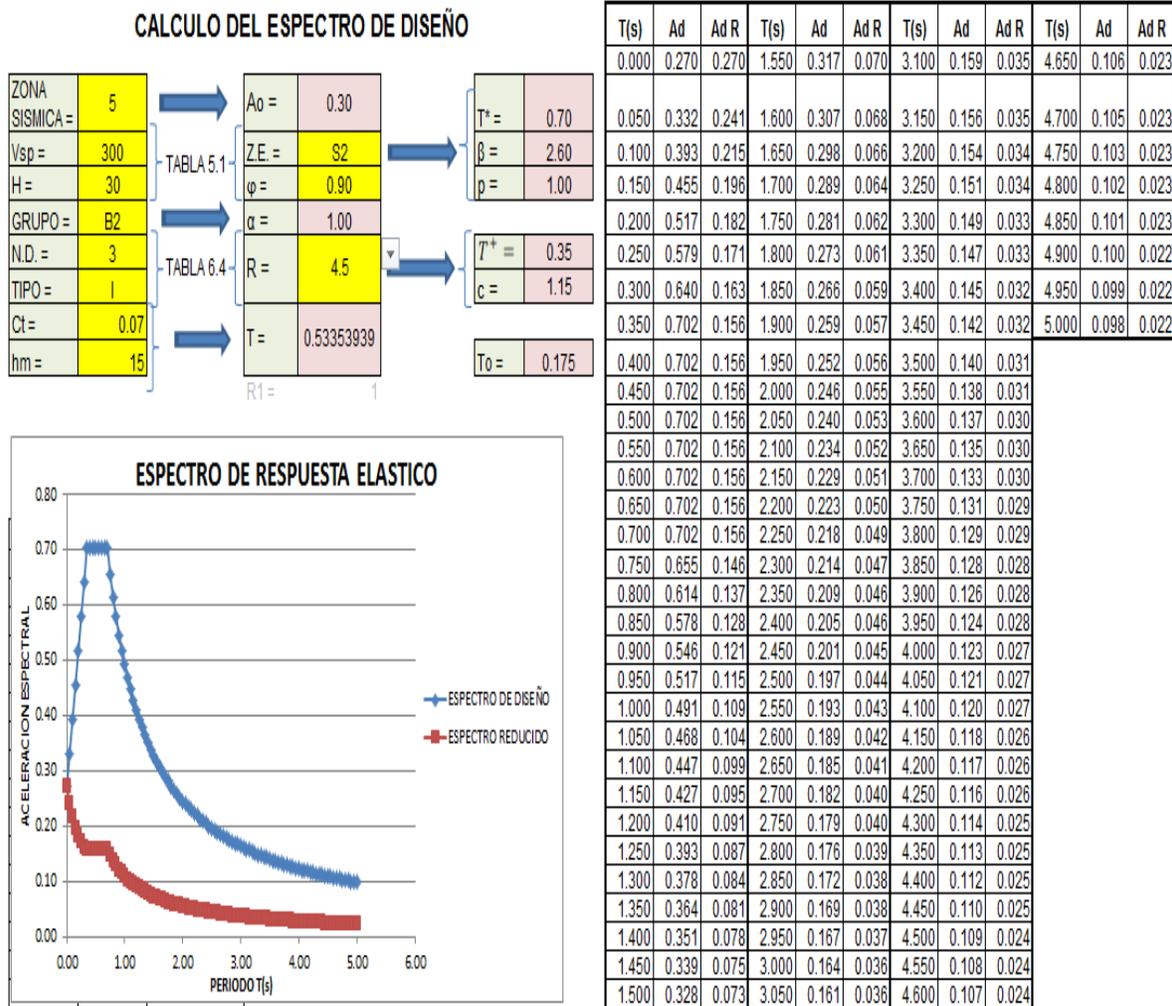


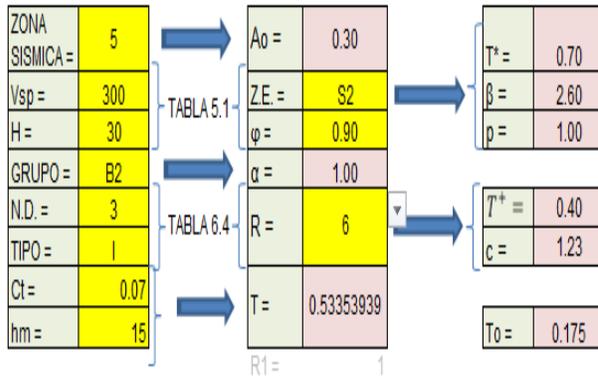
Figura 83. Espectro de diseño para R=4.5 y estructura N°1.

Fuente: Angola G.



III) Edificio de 5 pisos con R = 6

CALCULO DEL ESPECTRO DE DISEÑO



T(s)	Ad	Ad R									
0.000	0.270	0.270	1.550	0.317	0.053	3.100	0.159	0.026	4.650	0.106	0.018
0.050	0.324	0.234	1.600	0.307	0.051	3.150	0.156	0.026	4.700	0.105	0.017
0.100	0.378	0.198	1.650	0.298	0.050	3.200	0.154	0.026	4.750	0.103	0.017
0.150	0.432	0.173	1.700	0.289	0.048	3.250	0.151	0.025	4.800	0.102	0.017
0.200	0.486	0.155	1.750	0.281	0.047	3.300	0.149	0.025	4.850	0.101	0.017
0.250	0.540	0.142	1.800	0.273	0.046	3.350	0.147	0.024	4.900	0.100	0.017
0.300	0.594	0.132	1.850	0.266	0.044	3.400	0.145	0.024	4.950	0.099	0.017
0.350	0.648	0.124	1.900	0.259	0.043	3.450	0.142	0.024	5.000	0.098	0.016
0.400	0.702	0.117	1.950	0.252	0.042	3.500	0.140	0.023			
0.450	0.702	0.117	2.000	0.246	0.041	3.550	0.138	0.023			
0.500	0.702	0.117	2.050	0.240	0.040	3.600	0.137	0.023			
0.550	0.702	0.117	2.100	0.234	0.039	3.650	0.135	0.022			
0.600	0.702	0.117	2.150	0.229	0.038	3.700	0.133	0.022			
0.650	0.702	0.117	2.200	0.223	0.037	3.750	0.131	0.022			
0.700	0.702	0.117	2.250	0.218	0.036	3.800	0.129	0.022			
0.750	0.655	0.109	2.300	0.214	0.036	3.850	0.128	0.021			
0.800	0.614	0.102	2.350	0.209	0.035	3.900	0.126	0.021			
0.850	0.578	0.096	2.400	0.205	0.034	3.950	0.124	0.021			
0.900	0.546	0.091	2.450	0.201	0.033	4.000	0.123	0.020			
0.950	0.517	0.086	2.500	0.197	0.033	4.050	0.121	0.020			
1.000	0.491	0.082	2.550	0.193	0.032	4.100	0.120	0.020			
1.050	0.468	0.078	2.600	0.189	0.032	4.150	0.118	0.020			
1.100	0.447	0.074	2.650	0.185	0.031	4.200	0.117	0.020			
1.150	0.427	0.071	2.700	0.182	0.030	4.250	0.116	0.019			
1.200	0.410	0.068	2.750	0.179	0.030	4.300	0.114	0.019			
1.250	0.393	0.066	2.800	0.176	0.029	4.350	0.113	0.019			
1.300	0.378	0.063	2.850	0.172	0.029	4.400	0.112	0.019			
1.350	0.364	0.061	2.900	0.169	0.028	4.450	0.110	0.018			
1.400	0.351	0.059	2.950	0.167	0.028	4.500	0.109	0.018			
1.450	0.339	0.056	3.000	0.164	0.027	4.550	0.108	0.018			
1.500	0.328	0.055	3.050	0.161	0.027	4.600	0.107	0.018			

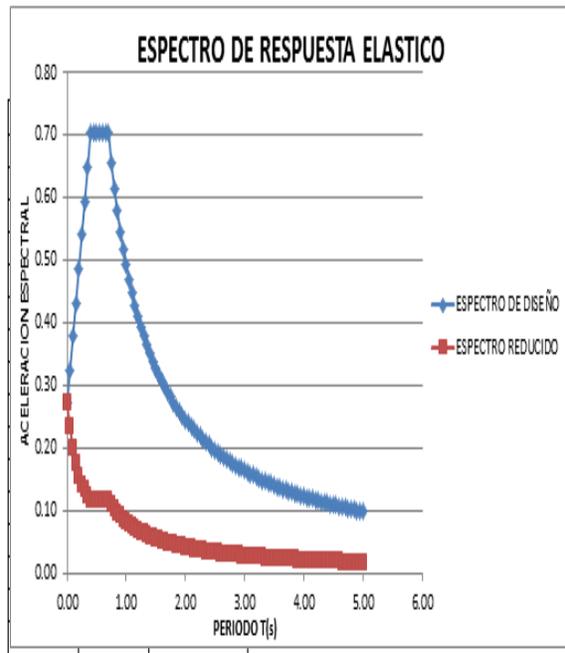


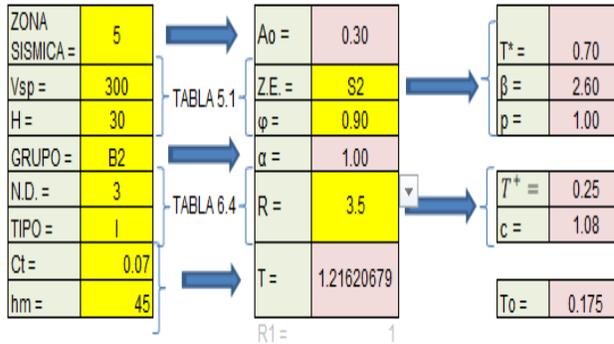
Figura 84. Espectro de diseño para R=6 y estructura N°1.

Fuente: Angola G.



IV) Edificio de 15 pisos con R = 3.5

CALCULO DEL ESPECTRO DE DISEÑO



T(s)	Ad	Ad R									
0.000	0.270	0.270	1.550	0.317	0.091	3.100	0.159	0.045	4.650	0.106	0.030
0.050	0.356	0.247	1.600	0.307	0.088	3.150	0.156	0.045	4.700	0.105	0.030
0.100	0.443	0.229	1.650	0.298	0.085	3.200	0.154	0.044	4.750	0.103	0.030
0.150	0.529	0.217	1.700	0.289	0.083	3.250	0.151	0.043	4.800	0.102	0.029
0.200	0.616	0.208	1.750	0.281	0.080	3.300	0.149	0.043	4.850	0.101	0.029
0.250	0.702	0.201	1.800	0.273	0.078	3.350	0.147	0.042	4.900	0.100	0.029
0.300	0.702	0.201	1.850	0.266	0.076	3.400	0.145	0.041	4.950	0.099	0.028
0.350	0.702	0.201	1.900	0.259	0.074	3.450	0.142	0.041	5.000	0.098	0.028
0.400	0.702	0.201	1.950	0.252	0.072	3.500	0.140	0.040			
0.450	0.702	0.201	2.000	0.246	0.070	3.550	0.138	0.040			
0.500	0.702	0.201	2.050	0.240	0.068	3.600	0.137	0.039			
0.550	0.702	0.201	2.100	0.234	0.067	3.650	0.135	0.038			
0.600	0.702	0.201	2.150	0.229	0.065	3.700	0.133	0.038			
0.650	0.702	0.201	2.200	0.223	0.064	3.750	0.131	0.037			
0.700	0.702	0.201	2.250	0.218	0.062	3.800	0.129	0.037			
0.750	0.655	0.187	2.300	0.214	0.061	3.850	0.128	0.036			
0.800	0.614	0.176	2.350	0.209	0.060	3.900	0.126	0.036			
0.850	0.578	0.165	2.400	0.205	0.059	3.950	0.124	0.036			
0.900	0.546	0.156	2.450	0.201	0.057	4.000	0.123	0.035			
0.950	0.517	0.148	2.500	0.197	0.056	4.050	0.121	0.035			
1.000	0.491	0.140	2.550	0.193	0.055	4.100	0.120	0.034			
1.050	0.468	0.134	2.600	0.189	0.054	4.150	0.118	0.034			
1.100	0.447	0.128	2.650	0.185	0.053	4.200	0.117	0.033			
1.150	0.427	0.122	2.700	0.182	0.052	4.250	0.116	0.033			
1.200	0.410	0.117	2.750	0.179	0.051	4.300	0.114	0.033			
1.250	0.393	0.112	2.800	0.176	0.050	4.350	0.113	0.032			
1.300	0.378	0.108	2.850	0.172	0.049	4.400	0.112	0.032			
1.350	0.364	0.104	2.900	0.169	0.048	4.450	0.110	0.032			
1.400	0.351	0.100	2.950	0.167	0.048	4.500	0.109	0.031			
1.450	0.339	0.097	3.000	0.164	0.047	4.550	0.108	0.031			
1.500	0.328	0.094	3.050	0.161	0.046	4.600	0.107	0.031			

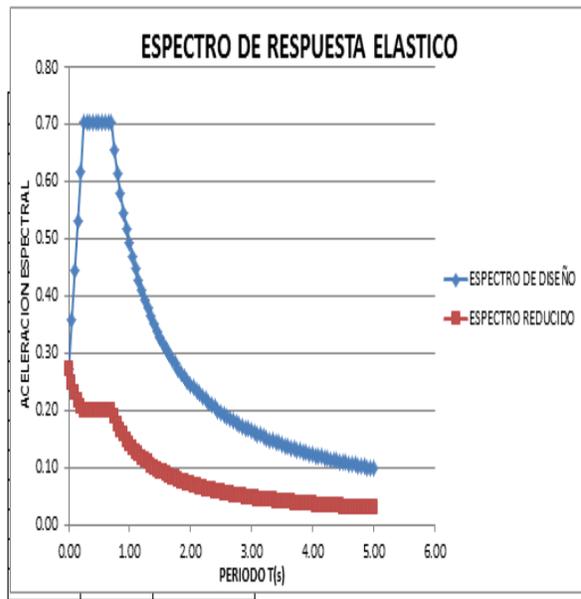


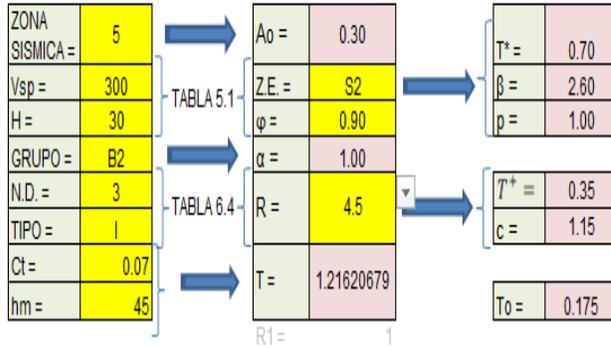
Figura 85. Espectro de diseño para R=3.5 y estructura N°2.

Fuente: Angola G.



V) Edificio de 15 pisos con R = 4.5

CALCULO DEL ESPECTRO DE DISEÑO



T(s)	Ad	Ad R									
0.000	0.270	0.270	1.550	0.317	0.070	3.100	0.159	0.035	4.650	0.106	0.023
0.050	0.332	0.241	1.600	0.307	0.068	3.150	0.156	0.035	4.700	0.105	0.023
0.100	0.393	0.215	1.650	0.298	0.066	3.200	0.154	0.034	4.750	0.103	0.023
0.150	0.455	0.196	1.700	0.289	0.064	3.250	0.151	0.034	4.800	0.102	0.023
0.200	0.517	0.182	1.750	0.281	0.062	3.300	0.149	0.033	4.850	0.101	0.023
0.250	0.579	0.171	1.800	0.273	0.061	3.350	0.147	0.033	4.900	0.100	0.022
0.300	0.640	0.163	1.850	0.266	0.059	3.400	0.145	0.032	4.950	0.099	0.022
0.350	0.702	0.156	1.900	0.259	0.057	3.450	0.142	0.032	5.000	0.098	0.022
0.400	0.702	0.156	1.950	0.252	0.056	3.500	0.140	0.031			
0.450	0.702	0.156	2.000	0.246	0.055	3.550	0.138	0.031			
0.500	0.702	0.156	2.050	0.240	0.053	3.600	0.137	0.030			
0.550	0.702	0.156	2.100	0.234	0.052	3.650	0.135	0.030			
0.600	0.702	0.156	2.150	0.229	0.051	3.700	0.133	0.030			
0.650	0.702	0.156	2.200	0.223	0.050	3.750	0.131	0.029			
0.700	0.702	0.156	2.250	0.218	0.049	3.800	0.129	0.029			
0.750	0.655	0.146	2.300	0.214	0.047	3.850	0.128	0.028			
0.800	0.614	0.137	2.350	0.209	0.046	3.900	0.126	0.028			
0.850	0.578	0.128	2.400	0.205	0.046	3.950	0.124	0.028			
0.900	0.546	0.121	2.450	0.201	0.045	4.000	0.123	0.027			
0.950	0.517	0.115	2.500	0.197	0.044	4.050	0.121	0.027			
1.000	0.491	0.109	2.550	0.193	0.043	4.100	0.120	0.027			
1.050	0.468	0.104	2.600	0.189	0.042	4.150	0.118	0.026			
1.100	0.447	0.099	2.650	0.185	0.041	4.200	0.117	0.026			
1.150	0.427	0.095	2.700	0.182	0.040	4.250	0.116	0.026			
1.200	0.410	0.091	2.750	0.179	0.040	4.300	0.114	0.025			
1.250	0.393	0.087	2.800	0.176	0.039	4.350	0.113	0.025			
1.300	0.378	0.084	2.850	0.172	0.038	4.400	0.112	0.025			
1.350	0.364	0.081	2.900	0.169	0.038	4.450	0.110	0.025			
1.400	0.351	0.078	2.950	0.167	0.037	4.500	0.109	0.024			
1.450	0.339	0.075	3.000	0.164	0.036	4.550	0.108	0.024			
1.500	0.328	0.073	3.050	0.161	0.036	4.600	0.107	0.024			

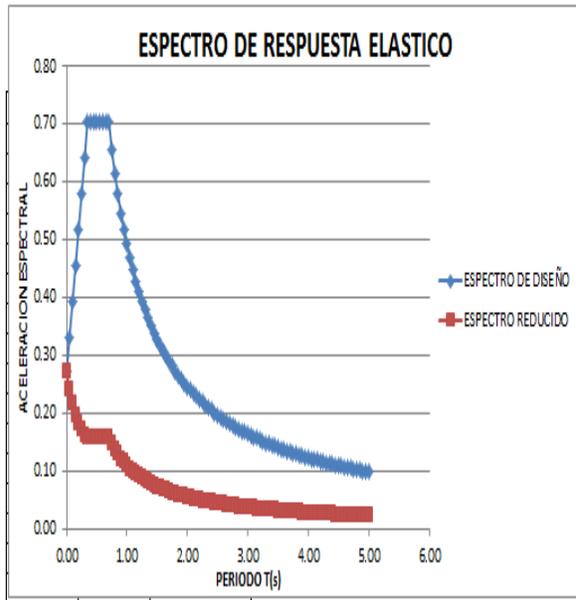


Figura 86. Espectro de diseño para R=3.5 y estructura N°2.

Fuente: Angola G.



VI) Edificio de 15 pisos con R = 6

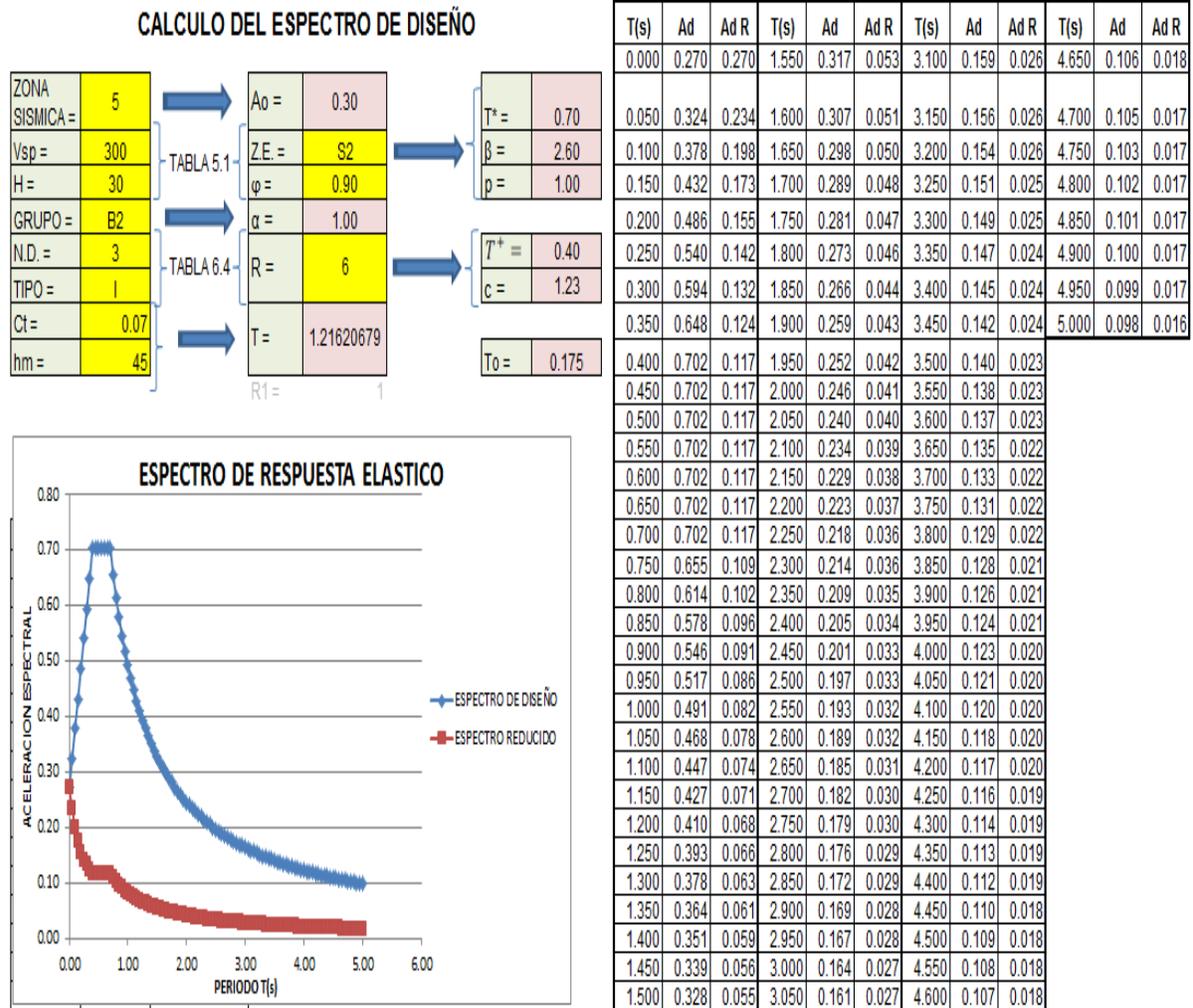


Figura 87. Espectro de diseño para R=3.5 y estructura N°2.

Fuente: Angola G.

Como se puede notar, los valores de la aceleración espectral varía a medida que varía el periodo, y estos valores son iguales tanto para los edificios de 5 como de 15 pisos, mientras que se puede observar que cambian si se cambia el factor de reducción de respuesta de estudio. Lo otro que se puede observar es el cambio del periodo fundamental de la estructura si esta es de 5 o 15 pisos, ya que hay una relación directa con la altura de la estructura (hm).



Solicitaciones De Acero Para Los Elementos Vigas Obtenidos Del Software ETABS

La salida que genera el programa referente a las áreas de acero solicitadas es como se mostrara más adelante en la fig. 78, pero por la cantidad de datos y la posibilidad de error humano que se genera; se decidió extraer la información en forma de tablas (ver fig. 79), las cuales fueron analizadas con una hoja de cálculo; para optimizar la extracción de la información del área de acero máximo solicitado por sección de forma exacta y eficiente.

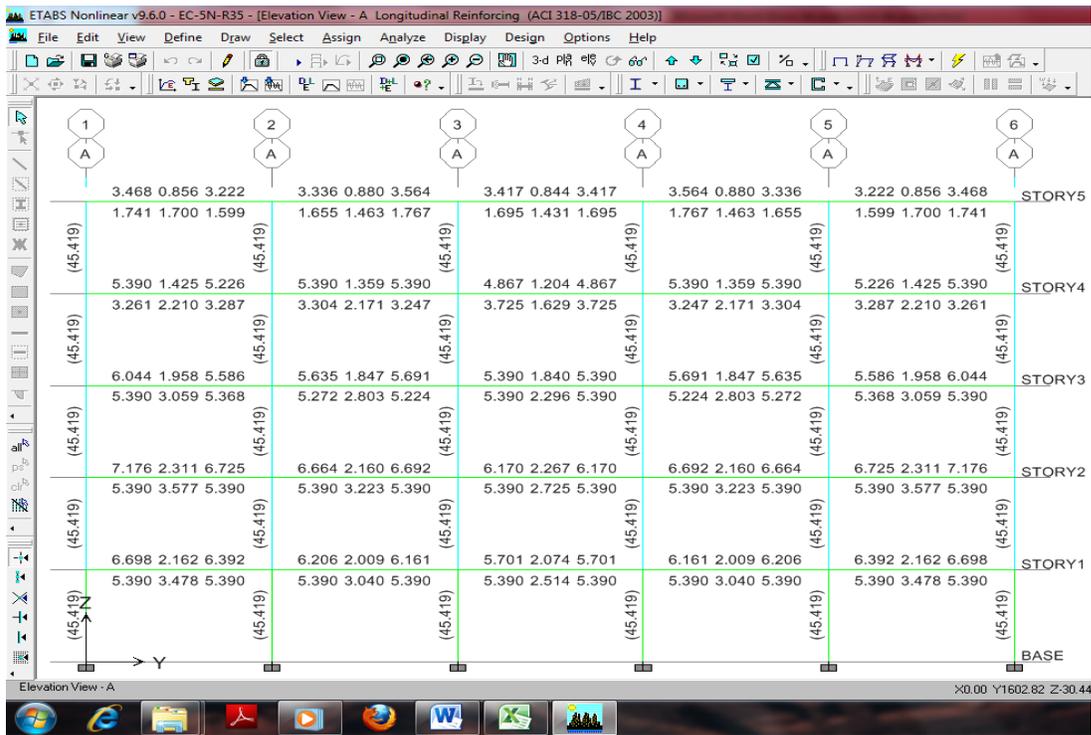


Figura 88. Ejemplo de las solicitaciones de acero en un pórtico en el eje A desde ETABS.

Fuente: Angola G.



Story	BayID	SecID	StnLoc	Status	AsTopCombo	AsMinTop	AsTop	AsBotCombo	AsMinBot	AsBot
STORY5	B1	V30X40	20.000	No Message	UDCON3	3.421	3.421	UDCON4	2.418	2.418
STORY5	B1	V30X40	66.000	No Message	UDCON3	2.507	2.507	UDCON4	2.134	2.134
STORY5	B1	V30X40	112.000	No Message	UDCON4	1.697	1.697	UDCON3	1.810	1.810
STORY5	B1	V30X40	158.000	No Message	UDCON4	1.006	1.006	UDCON3	1.464	1.464
STORY5	B1	V30X40	204.000	No Message	UDCON3	0.840	0.840	UDCON3	1.044	1.044
STORY5	B1	V30X40	250.000	No Message	UDCON3	0.840	0.840	UDCON3	0.840	0.840
STORY5	B1	V30X40	296.000	No Message	UDCON3	0.840	0.840	UDCON3	0.840	0.840
STORY5	B1	V30X40	342.000	No Message	UDCON3	0.840	0.840	UDCON3	1.240	1.240
STORY5	B1	V30X40	388.000	No Message	UDCON4	1.403	1.403	UDCON3	1.601	1.601
STORY5	B1	V30X40	434.000	No Message	UDCON3	2.181	2.181	UDCON4	1.925	1.925
STORY5	B1	V30X40	480.000	No Message	UDCON3	3.074	3.074	UDCON4	2.220	2.220
STORY5	B2	V30X40	20.000	No Message	UDCON3	2.967	2.967	UDCON4	2.204	2.204
STORY5	B2	V30X40	66.000	No Message	UDCON3	2.136	2.136	UDCON4	1.929	1.929
STORY5	B2	V30X40	112.000	No Message	UDCON4	1.420	1.420	UDCON3	1.627	1.627
STORY5	B2	V30X40	158.000	No Message	UDCON3	0.805	0.805	UDCON3	1.280	1.280
STORY5	B2	V30X40	204.000	No Message	UDCON3	0.805	0.805	UDCON3	0.859	0.859
STORY5	B2	V30X40	250.000	No Message	UDCON3	0.805	0.805	UDCON3	0.805	0.805
STORY5	B2	V30X40	296.000	No Message	UDCON3	0.805	0.805	UDCON3	0.805	0.805
STORY5	B2	V30X40	342.000	No Message	UDCON4	0.881	0.881	UDCON3	1.150	1.150
STORY5	B2	V30X40	388.000	No Message	UDCON3	1.568	1.568	UDCON4	1.451	1.451
STORY5	B2	V30X40	434.000	No Message	UDCON3	2.378	2.378	UDCON4	1.735	1.735
STORY5	B2	V30X40	480.000	No Message	UDCON3	3.276	3.276	UDCON4	1.963	1.963
STORY5	B3	V30X40	20.000	No Message	UDCON3	3.298	3.298	UDCON4	1.990	1.990
STORY5	B3	V30X40	66.000	No Message	UDCON3	2.396	2.396	UDCON4	1.756	1.756
STORY5	B3	V30X40	112.000	No Message	UDCON3	1.582	1.582	UDCON4	1.465	1.465
STORY5	B3	V30X40	158.000	No Message	UDCON4	0.890	0.890	UDCON3	1.157	1.157
STORY5	B3	V30X40	204.000	No Message	UDCON3	0.810	0.810	UDCON3	0.810	0.810
STORY5	B3	V30X40	250.000	No Message	UDCON3	0.810	0.810	UDCON3	0.810	0.810
STORY5	B3	V30X40	296.000	No Message	UDCON3	0.810	0.810	UDCON3	0.862	0.862
STORY5	B3	V30X40	342.000	No Message	UDCON4	0.815	0.815	UDCON3	1.287	1.287
STORY5	B3	V30X40	388.000	No Message	UDCON4	1.445	1.445	UDCON3	1.638	1.638
STORY5	B3	V30X40	434.000	No Message	UDCON3	2.170	2.170	UDCON4	1.946	1.946
STORY5	B3	V30X40	480.000	No Message	UDCON3	3.009	3.009	UDCON4	2.226	2.226
STORY5	B4	V30X40	20.000	No Message	UDCON3	3.101	3.101	UDCON4	2.112	2.112
STORY5	B4	V30X40	66.000	No Message	UDCON3	2.235	2.235	UDCON4	1.859	1.859

Figura 89. Ejemplo de la salida de datos, donde se extrae la cantidad de acero solicitado desde ETABS.

Fuente: Angola G.

Área De Acero Para Los Elementos Vigas Con Criterio Sismoresistente Obtenidos Del Software ETABS y Diseño de la sección

Por razones de optimización y evitar los errores por la gran cantidad de datos, se muestra las áreas de acero máximas solicitadas para las vigas de cada estructura, además las áreas de acero colocados. Se tiene en cuenta que por alternancia del sismo, se coloca el acero superior igual al acero inferior en los nodos, para tener la misma capacidad y así resistir las solicitaciones que dependen de la direccionalidad del evento sísmico. A forma de ejemplo se muestra una distribución del acero de un pórtico de un edificio de 5 pisos.



CALCULOS DE ACERO 1A-1B N4 = 1A-1B, 1D-1E, 1G-1H, 6A-6B, 6D-6E, 6G-6H EN NIVELES 4 Y 5 (V. AMARRE)

ρ (%)	CHEQ?	As	ρ (%)	CHEQ?	As	ρ (%)	CHEQ?	As	ρ (%)	CHEQ?	As	ρ (%)	CHEQ?	As	ρ (%)	CHEQ?	As	ρ (%)	CHEQ?	As	ρ (%)	CHEQ?	As	ρ (%)	CHEQ?	As	ρ (%)	CHEQ?	As	ρ (%)	CHEQ?	As
CAN	Ø	As D	CAN	Ø	As D	CAN	Ø	As D	CAN	Ø	As D	CAN	Ø	As D	CAN	Ø	As D	CAN	Ø	As D	CAN	Ø	As D	CAN	Ø	As D	CAN	Ø	As D	CAN	Ø	As D
1y2	1/2y5/8	5.23	1y2	1/2y5	5.23	1y2	1/2y5/	5.23	1y2	1/2y5	5.23																					
		5.11			4.80			3.88			2.37			0.96			0.96			2.37			3.88			4.80			5.11			5.11
		4.80			4.80			3.90			2.85			1.71			1.71			2.85			3.90			4.80			4.80			4.80
1y2	1/2y5/8	5.23	1y2	1/2y5	5.23	1y2	1/2y5/	5.23	1y2	1/2y5	5.23																					
1			2			3			4			5			6			7			8			9			10					
0.5 M																																

1A-1B N2 = 1A-1B, 1D-1E, 1G-1H, 6A-6B, 6D-6E, 6G-6H EN NIVELES 1, 2 Y 3

2y4	1/2y5/8	10.46	2y4	1/2y5	10.46	2y2	1/25/8	6.49	2y1	1/25/8	5.23	2y2	1/25/8	6.49	2y4	1/2y5	10.46	2y4	1/2y5	10.46									
		10.36			8.74			6.23			4.80			2.37			2.37			4.80			6.23			8.74			10.36
		9.49			8.25			6.27			4.80			3.15			3.15			4.80			6.27			8.25			9.49
2y4	1/2y5/8	10.46	2y4	1/2y5	10.46	2y2	1/25/8	6.49	2y1	1/25/8	5.23	2y2	1/25/8	6.49	2y4	1/2y5	10.46	2y4	1/2y5	10.46									

Figura 90. Distribución del acero para una luz de viga, estructura N°1 con R=4.5 (vigas de amarre).

Fuente: Angola G.

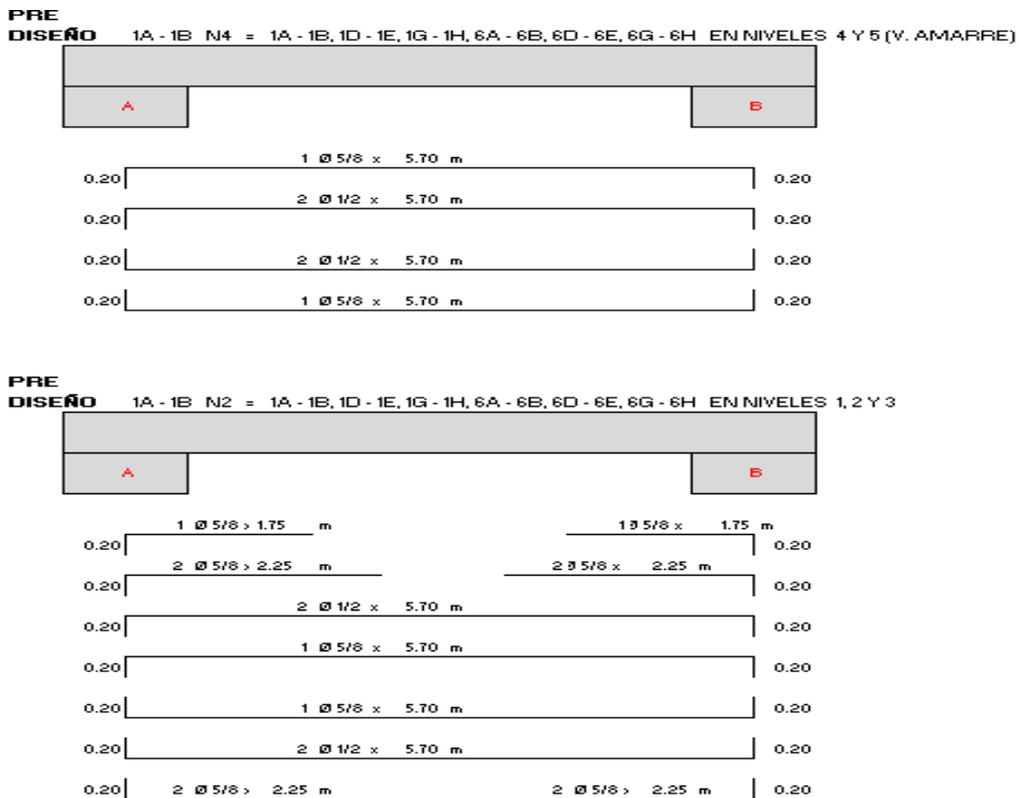


Figura 91. Diseño de acero en los ejes 1 y 6 para estructura N°1 R=4.5.

Fuente: Angola G.

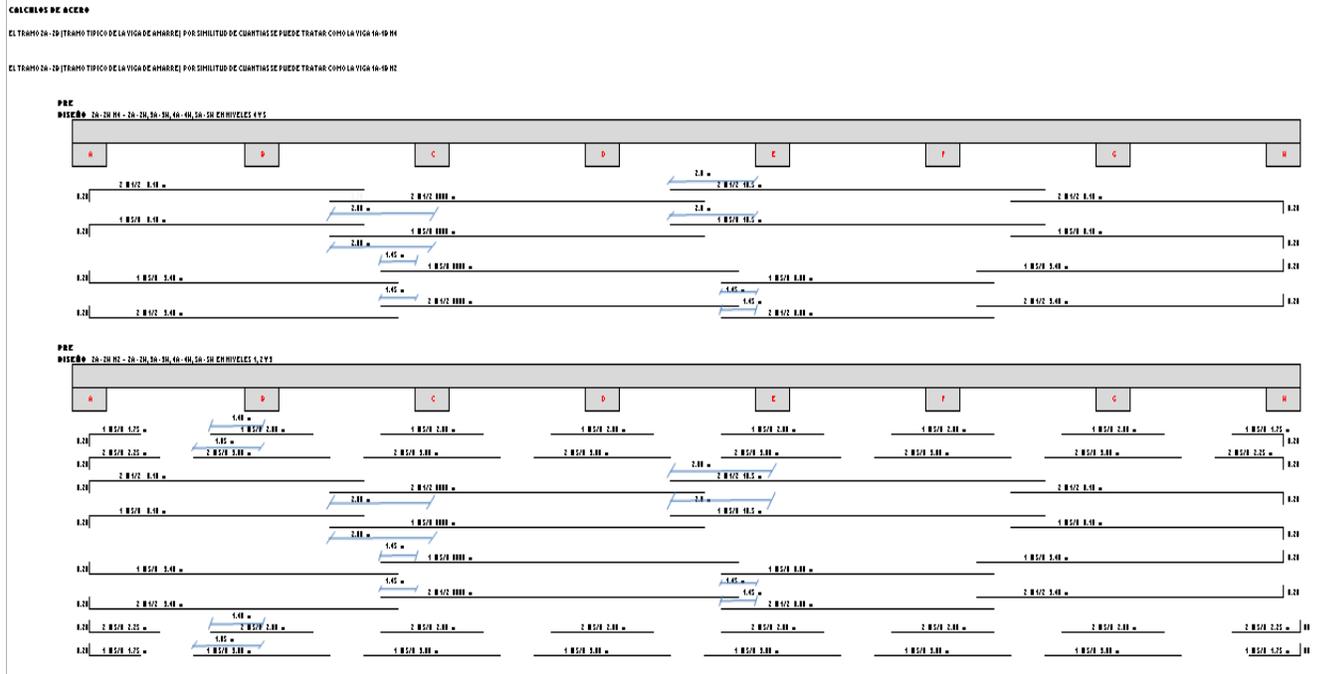


Figura 92. Diseño de acero en los ejes 2, 3, 4 y 5 para estructura N°1 R=4.5.

Fuente: Angola G.

CALCULOS DE ACERO

A1-A6 N4 EL TRAMO A1 - A2 (TRAMO TÍPICO DE LA VIGA DE CARGA)

p (%)	CHEQ?	As	p (%)	CHEQ?	As	p (%)	CHEQ?	As	p (%)	CHEQ?	As	p (%)	CHEQ?	As	p (%)	CHEQ?	As	p (%)	CHEQ?	As	p (%)	CHEQ?	As						
																								CAN	Ø	As D	CAN	Ø	As D
4y1	1/2 5/8	7.05	4y1	1/2 5/8	7.05	3	1/2	3.80	3	1/2	3.80	3	1/2	3.80	3	1/2	3.80	3	1/2	3.80	4y1	1/2 5/8	7.05	4y1	1/2 5/8	7.05			
		7.01			5.98			3.66			1.20			0.00			0.00			1.20			3.66			5.98			7.01
		5.42			3.64			3.02			3.76			4.48			4.48			3.76			3.02			3.64			5.42
4y1	1/2 5/8	7.05	4y1	1/2 5/8	7.05	4	1/2	5.07	4	1/2	5.07	4	1/2	5.07	4	1/2	5.07	4	1/2	5.07	4y1	1/2 5/8	7.05	4y1	1/2 5/8	7.05			
		1			2			3			4			5			6			7			8			9			10
0,5 M																													

A1-A6 N2 EL TRAMO A1 - A2 (TRAMO TÍPICO DE LA VIGA)

4y2	1/2 3/4	10.77	3y2	1/2 3/4	9.50	3y1	1/2 3/4	6.65	3	1/2	3.80	3	1/2	3.80	3	1/2	3.80	3y1	1/2 3/4	6.65	3y2	1/2 3/4	9.50	4y2	1/2 3/4	10.77			
		10.72			8.80			5.98			3.36			0.51			0.51			3.36			5.98			8.80			10.72
		7.48			5.98			5.98			5.98			5.23			5.23			5.98			5.98			5.98			7.48
4y2	1/2 3/4	10.77	3y2	1/2 3/4	9.50	3y1	1/2 3/4	6.65	3y2	1/2 3/4	9.50	4y2	1/2 3/4	10.77															

Figura 93. Distribución del acero para una luz de viga, estructura N°1 con R=4.5 (vigas de amarre).

Fuente: Angola G.

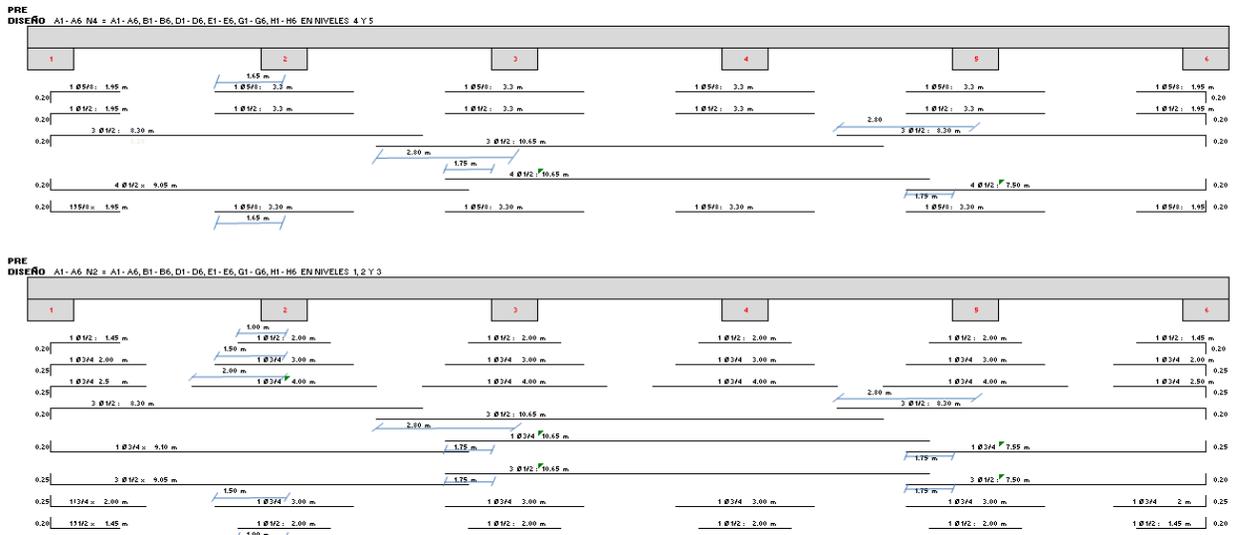


Figura 94. Diseño de acero en los ejes A, B, D, E, G y H para estructura N°1 R=4.5.

Fuente: Angola G.

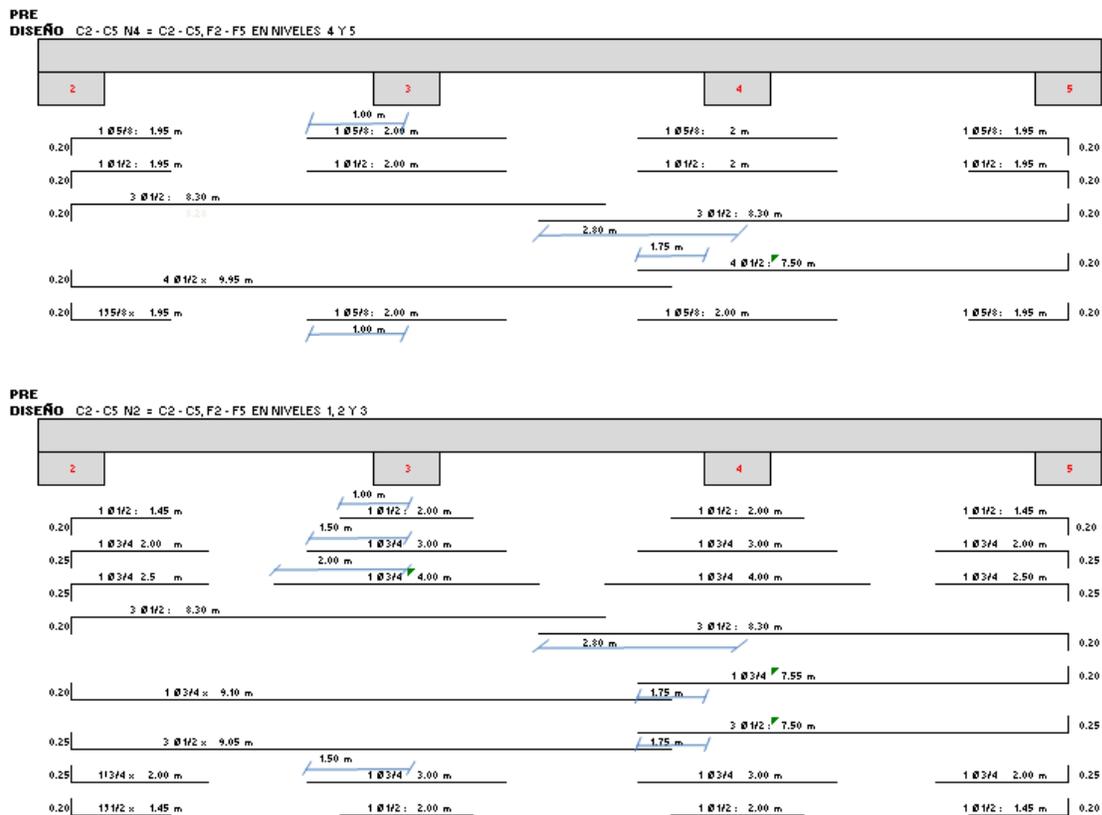


Figura 95. Diseño de acero en los ejes C y F para estructura N°1 R=4.5.

Fuente: Angola G.



A continuación se debe tener en cuenta las siguientes abreviaciones:

“C.S.” = Criterio Sismoresistente.

“C.C.S.” = Criterio y Comportamiento Sismoresistente.

“5P” = Se refiere a la estructura N°1 de 5 pisos o niveles.

“15P” = Se refiere a la estructura N°2 de 15 pisos o niveles.

“R” = Factor de reducción de respuesta utilizado a inicios de cálculo.

“Rcal” = Factor de reducción de respuesta capaz de desarrollar la estructura con los componentes diseñados.

“Área acero cal max” = Área de acero máxima solicitada para la estructura en determinado nivel.

“Área acero col” = Área de acero colocado en el nodo para la estructura en determinado nivel

DISEÑO DE VIGAS DE EDIFICIO DE 5 PISOS CON R3.5 C.S.

VIGAS DE CARGA

NIVEL DE LA EST.	AREA ACERO CAL. max (cm ²)	AREA ACERO COL. (cm ²)
5 S	5.501	8.48
5 I	3.527	8.48
4 S	8.04	8.48
4 I	5.631	8.48
3 S	11.13	13.62
3 I	7.582	13.62
2 S	13.345	13.62
2 I	10.211	13.62
1 S	11.924	13.62
1 I	9.265	13.62

a)

DISEÑO DE VIGAS DE EDIFICIO DE 5 PISOS CON R3.5 C.S.

VIGAS DE CARGA

NIVEL DE LA EST.	AREA ACERO CAL. max (cm ²)	AREA ACERO COL. (cm ²)
5 S	5.501	8.48
5 I	3.527	8.48
4 S	8.04	8.48
4 I	5.631	8.48
3 S	11.13	13.62
3 I	7.582	13.62
2 S	13.345	13.62
2 I	10.211	13.62
1 S	11.924	13.62
1 I	9.265	13.62

b)

Tabla 6. Áreas de acero máximas de acero en vigas (a) vigas de carga y b) vigas de amarre) por piso con criterio sismoresistente para la estructura N°1 con R=3.5 en cm².

Fuente: Angola G.



DISEÑO DE VIGAS DE EDIFICIO DE 5 PISOS CON R4.5 C.S.

DISEÑO DE VIGAS DE EDIFICIO DE 5 PISOS CON R4.5 C.S.

VIGAS DE CARGA

NIVEL DE LA EST.	AREA ACERO CAL. max (cm ²)	AREA ACERO COL. (cm ²)
5 S	4.975	7.05
5 I	3.524	7.05
4 S	6.999	7.05
4 I	5.636	7.05
3 S	9.35	11.17
3 I	5.976	11.17
2 S	11.127	11.17
2 I	7.728	11.17
1 S	10.978	11.17
1 I	8.206	11.17

VIGAS DE AMARRE

NIVEL DE LA EST.	AREA ACERO CAL. max	AREA ACERO COL. (cm ²)
5 S	3.355	5.23
5 I	2.154	5.23
4 S	5.03	5.23
4 I	4.804	5.23
3 S	7.897	10.77
3 I	7.068	10.77
2 S	10.212	10.77
2 I	9.338	10.77
1 S	10.479	10.77
1 I	9.637	10.77

a)

b)

Tabla 7. Áreas de acero máximas de acero en vigas (a) vigas de carga y b) vigas de amarre) por piso con criterio sismoresistente para la estructura N°1 con R=4.5 en cm².

Fuente: Angola G.

DISEÑO DE VIGAS DE EDIFICIO DE 5 PISOS CON R6 C.S.

DISEÑO DE VIGAS DE EDIFICIO DE 5 PISOS CON R6 C.S.

VIGAS DE CARGA

NIVEL DE LA EST.	AREA ACERO CAL. max	AREA ACERO COL. (cm ²)
5 S	4.497	6.33
5 I	3.779	6.33
4 S	6.029	6.33
4 I	5.924	6.33
3 S	7.806	9.50
3 I	5.961	9.50
2 S	9.172	9.50
2 I	5.976	9.50
1 S	9.229	9.50
1 I	6.586	9.50

VIGAS DE AMARRE

NIVEL DE LA EST.	AREA ACERO CAL. max	AREA ACERO COL. (cm ²)
5 S	2.59	5.07
5 I	1.331	5.07
4 S	4.804	5.07
4 I	3.675	5.07
3 S	5.673	7.92
3 I	4.908	7.92
2 S	7.355	7.92
2 I	6.552	7.92
1 S	7.914	7.92
1 I	7.15	7.92

a)

b)

Tabla 8. Áreas de acero máximas de acero en vigas (a) vigas de carga y b) vigas de amarre) por piso con criterio sismoresistente para la estructura N°1 con R=6 en cm².

Fuente: Angola G.



DISEÑO DE VIGAS DE EDIFICIO DE
5 PISOS CON R3.5 C.S.

DISEÑO DE VIGAS DE EDIFICIO DE
5 PISOS CON R3.5 C.S.

VIGAS DE CARGA

NIVEL DE LA EST.	AREA ACERO CAL. max (cm ²)	AREA ACERO
15 S	4.189	8.48
15 I	5.813	8.48
14 S	5.976	8.48
14 I	4.595	8.48
13 S	8.381	8.48
13 I	5.976	8.48
12 S	10.318	13.86
12 I	5.976	13.86
11 S	12.068	13.86
11 I	5.976	13.86
10 S	13.431	13.86
10 I	6.446	13.86
9 S	14.516	19.32
9 I	6.941	19.32
8 S	15.433	19.32
8 I	7.762	19.32
7 S	16.238	19.32
7 I	8.538	19.32
6 S	17.199	19.32
6 I	9.611	19.32
5 S	17.631	19.32
5 I	10.281	19.32
4 S	18.365	19.32
4 I	11.222	19.32
3 S	18.975	19.32
3 I	11.601	19.32
2 S	18.613	19.32
2 I	11.504	19.32
1 S	13.552	13.86
1 I	7.559	13.86

VIGAS DE AMARRE

NIVEL DE LA EST.	AREA ACERO CAL. max (cm ²)	AREA ACERO COL. (cm ²)
15 S	3.442	8.48
15 I	2.76	8.48
14 S	4.804	8.48
14 I	4.398	8.48
13 S	6.026	8.48
13 I	5.076	8.48
12 S	8.336	8.48
12 I	7.283	8.48
11 S	10.391	13.70
11 I	9.461	13.70
10 S	12.039	13.70
10 I	11.31	13.70
9 S	13.595	13.70
9 I	12.832	13.70
8 S	14.803	20.59
8 I	14.182	20.59
7 S	16.285	20.59
7 I	15.654	20.59
6 S	17.517	20.59
6 I	16.872	20.59
5 S	18.525	20.59
5 I	17.972	20.59
4 S	19.55	20.59
4 I	19.001	20.59
3 S	19.824	20.59
3 I	19.232	20.59
2 S	18.385	20.59
2 I	17.623	20.59
1 S	10.896	13.70
1 I	10.422	13.70

a)

b)

Tabla 9. Áreas de acero máximas de acero en vigas (a) vigas de carga y b) vigas de amarre) por piso con criterio sismoresistente para la estructura N°2 con R=3.5 en cm².

Fuente: Angola G.



DISEÑO DE VIGAS DE EDIFICIO DE
5 PISOS CON R4.5 C.S.

DISEÑO DE VIGAS DE EDIFICIO DE
5 PISOS CON R4.5 C.S.

VIGAS DE CARGA

NIVEL DE LA EST.	AREA ACERO CAL. max (cm ²)	AREA ACERO COL. (cm ²)
15 S	3.728	6.33
15 I	5.828	6.33
14 S	5.976	6.33
14 I	4.608	6.33
13 S	8.459	11.72
13 I	5.976	11.72
12 S	9.185	11.72
12 I	5.976	11.72
11 S	10.415	11.72
11 I	5.976	11.72
10 S	11.361	11.72
10 I	5.976	11.72
9 S	12.108	15.36
9 I	5.976	15.36
8 S	12.713	15.36
8 I	6.116	15.36
7 S	13.241	15.36
7 I	6.359	15.36
6 S	13.736	15.36
6 I	6.586	15.36
5 S	14.291	15.36
5 I	6.904	15.36
4 S	14.863	15.36
4 I	7.561	15.36
3 S	15.348	15.36
3 I	8.544	15.36
2 S	14.728	15.36
2 I	8.08	15.36
1 S	12.734	15.36
1 I	6.455	15.36

VIGAS DE AMARRE

NIVEL DE LA EST.	AREA ACERO CAL. max (cm ²)	AREA ACERO COL. (cm ²)
15 S	3.088	7.05
15 I	2.334	7.05
14 S	4.394	7.05
14 I	3.717	7.05
13 S	5.383	7.05
13 I	4.804	7.05
12 S	7.005	7.05
12 I	5.971	7.05
11 S	8.471	10.77
11 I	8.471	10.77
10 S	8.471	10.77
10 I	8.471	10.77
9 S	8.471	10.77
9 I	8.471	10.77
8 S	11.325	15.84
8 I	10.411	15.84
7 S	12.241	15.84
7 I	11.367	15.84
6 S	13.445	15.84
6 I	12.266	15.84
5 S	14.052	15.84
5 I	13.147	15.84
4 S	14.932	15.84
4 I	14.145	15.84
3 S	15.829	15.84
3 I	14.871	15.84
2 S	14.199	15.84
2 I	13.474	15.84
1 S	8.471	10.77
1 I	8.471	10.77

a)

b)

Tabla 10. Áreas de acero máximas de acero en vigas (a) vigas de carga y b) vigas de amarre) por piso con criterio sismoresistente para la estructura N°2 con R=4.5 en cm².

Fuente: Angola G.



DISEÑO DE VIGAS DE EDIFICIO DE 5 PISOS CON R6 C.S.

DISEÑO DE VIGAS DE EDIFICIO DE 5 PISOS CON R6 C.S.

VIGAS DE CARGA

NIVEL DE LA EST.	AREA ACERO CAL. max	AREA ACERO COL. (cm ²)
15 S	3.402	6.33
15 I	5.83	6.33
14 S	5.976	6.33
14 I	4.609	6.33
13 S	8.516	10.30
13 I	5.976	10.30
12 S	8.331	10.30
12 I	5.976	10.30
11 S	9.205	10.30
11 I	5.976	10.30
10 S	9.869	10.30
10 I	5.976	10.30
9 S	10.382	12.35
9 I	5.976	12.35
8 S	10.783	12.35
8 I	5.976	12.35
7 S	11.118	12.35
7 I	5.976	12.35
6 S	11.425	12.35
6 I	5.976	12.35
5 S	11.705	12.35
5 I	5.976	12.35
4 S	12.018	12.35
4 I	5.976	12.35
3 S	12.259	12.35
3 I	5.976	12.35
2 S	11.804	12.35
2 I	5.976	12.35
1 S	10.332	12.35
1 I	5.976	12.35

VIGAS DE AMARRE

NIVEL DE LA EST.	AREA ACERO CAL. max	AREA ACERO COL. (cm ²)
15 S	2.778	6.33
15 I	2.015	6.33
14 S	4.325	6.33
14 I	3.754	6.33
13 S	4.828	6.33
13 I	4.804	6.33
12 S	5.965	6.33
12 I	5.062	6.33
11 S	7.017	9.03
11 I	6.005	9.03
10 S	7.826	9.03
10 I	6.729	9.03
9 S	8.461	9.03
9 I	7.295	9.03
8 S	8.981	9.03
8 I	7.756	9.03
7 S	9.459	11.88
7 I	8.36	11.88
6 S	10.104	11.88
6 I	9.06	11.88
5 S	10.997	11.88
5 I	9.815	11.88
4 S	11.33	11.88
4 I	10.306	11.88
3 S	11.742	11.88
3 I	10.84	11.88
2 S	10.599	11.88
2 I	9.918	11.88
1 S	8.127	9.03
1 I	7.598	9.03

a)

b)

Tabla 11. Áreas de acero máximas de acero en vigas (a) vigas de carga y b) vigas de amarre) por piso con criterio sismoresistente para la estructura N°2 con R=6 en cm².

Fuente: Angola G.



Áreas De Acero Para Los Elementos Vigas Con Criterio Y Comportamiento Sismoresistente Obtenidos Del Software ETABS Y Diseño De La Sección

Por razones de optimización y evitar los errores por la gran cantidad de datos se muestra las áreas de acero máximas solicitadas para las vigas de cada estructura, además las áreas de acero colocados. Se tiene en cuenta que por alternancia del sismo, se coloca el acero superior igual al acero inferior en los nodos, para tener la misma capacidad y así resistir las solicitaciones que dependen de la direccionalidad del evento sísmico.

DISEÑO DE VIGAS DE EDIFICIO DE 5 PISOS CON R3.5 C.C.S.

VIGAS DE CARGA

NIVEL DE LA EST.	AREA DE ACERO CAL. max (cm ²)	AREA DE ACERO COL. (cm ²)
5 S	5.599	7.92
5 I	3.332	7.92
4 S	7.904	7.92
4 I	5.422	7.92
3 S	10.749	12.83
3 I	7.181	12.83
2 S	12.769	12.83
2 I	9.548	12.83
1 S	12.17	12.83
1 I	9.371	12.83

a)

DISEÑO DE VIGAS DE EDIFICIO DE 5 PISOS CON R3.5 C.C.S.

VIGAS DE AMARRE

NIVEL DE LA EST.	AREA DE ACERO CAL. max (cm ²)	AREA DE ACERO COL. (cm ²)
5 S	5.573	7.92
5 I	3.323	7.92
4 S	7.842	7.92
4 I	5.412	7.92
3 S	10.587	12.28
3 I	7.094	12.28
2 S	12.273	12.28
2 I	9.178	12.28
1 S	9.908	12.28
1 I	7.172	12.28

b)

Tabla 12. Áreas de acero máximas de acero en vigas (a) vigas de carga y b) vigas de amarre) por piso con criterio y comportamiento sismoresistente para la estructura N°1 con R=3.5 en cm².

Fuente: Angola G.



DISEÑO DE VIGAS DE EDIFICIO DE 5 PISOS CON R4.5 C.C.S.

VIGAS DE CARGA

NIVEL DE LA EST.	AREA DE ACERO CAL. max (cm ²)	AREA DE ACERO COL. (cm ²)
5 S	5.491	7.21
5 I	3.374	7.21
4 S	7.12	7.21
4 I	5.424	7.21
3 S	9.292	10.85
3 I	5.976	10.85
2 S	10.835	10.85
2 I	7.624	10.85
1 S	10.181	10.85
1 I	7.43	10.85

a)

DISEÑO DE VIGAS DE EDIFICIO DE 5 PISOS CON R4.5 C.C.S.

VIGAS DE AMARRE

NIVEL DE LA EST.	AREA DE ACERO CAL. max (cm ²)	AREA DE ACERO COL. (cm ²)
5 S	3.693	5.23
5 I	2.534	5.23
4 S	5.212	5.23
4 I	4.804	5.23
3 S	8.195	10.77
3 I	7.393	10.77
2 S	10.378	10.77
2 I	9.533	10.77
1 S	10.665	10.77
1 I	9.859	10.77

b)

Tabla 13. Áreas de acero máximas de acero en vigas (a) vigas de carga y b) vigas de amarre) por piso con criterio y comportamiento sismoresistente para la estructura N°1 con R=4.5 en cm².

Fuente: Angola G.

DISEÑO DE VIGAS DE EDIFICIO DE 5 PISOS CON R6 C.C.S.

VIGAS DE CARGA

NIVEL DE LA EST.	AREA DE ACERO CAL. max (cm ²)	AREA DE ACERO COL. (cm ²)
5 S	4.483	6.33
5 I	3.329	6.33
4 S	5.976	6.33
4 I	5.42	6.33
3 S	7.068	8.31
3 I	5.02	8.31
2 S	8.044	8.31
2 I	6.499	8.31
1 S	7.706	8.31
1 I	6.562	8.31

a)

DISEÑO DE VIGAS DE EDIFICIO DE 5 PISOS CON R6 C.C.S.

VIGAS DE AMARRE

NIVEL DE LA EST.	AREA DE ACERO CAL. max (cm ²)	AREA DE ACERO COL. (cm ²)
5 S	2.549	5.78
5 I	1.365	5.78
4 S	5.13	5.78
4 I	3.718	5.78
3 S	5.976	7.92
3 I	5.976	7.92
2 S	7.364	7.92
2 I	6.604	7.92
1 S	7.819	7.92
1 I	7.1	7.92

b)

Tabla 14. Áreas de acero máximas de acero en vigas (a) vigas de carga y b) vigas de amarre) por piso con criterio y comportamiento sismoresistente para la estructura N°1 con R=6 en cm².

Fuente: Angola G.



DISEÑO DE VIGAS DE EDIFICIO DE
15 PISOS CON R3.5 C.C.S.

DISEÑO DE VIGAS DE EDIFICIO DE
15 PISOS CON R3.5 C.C.S.

VIGAS DE CARGA

NIVEL DE LA EST.	AREA DE ACERO CAL. max (cm ²)	AREA DE ACERO COL. (cm ²)
15 S	4.637	8.48
15 I	5.588	8.48
14 S	5.976	8.48
14 I	4.471	8.48
13 S	8.431	8.48
13 I	5.976	8.48
12 S	10.536	14.01
12 I	5.976	14.01
11 S	12.441	14.01
11 I	5.991	14.01
10 S	13.97	14.01
10 I	6.858	14.01
9 S	15.199	18.45
9 I	8.411	18.45
8 S	15.848	18.45
8 I	9.112	18.45
7 S	16.683	18.45
7 I	10.155	18.45
6 S	17.57	18.45
6 I	10.995	18.45
5 S	17.899	18.45
5 I	11.885	18.45
4 S	18.391	18.45
4 I	12.57	18.45
3 S	18.422	18.45
3 I	12.752	18.45
2 S	16.203	18.45
2 I	11.075	18.45
1 S	12.529	14.01
1 I	7.628	14.01

VIGAS DE AMARRE

NIVEL DE LA EST.	AREA DE ACERO CAL. max (cm ²)	AREA DE ACERO COL. (cm ²)
15 S	3.553	5.78
15 I	3.022	5.78
14 S	4.804	5.78
14 I	4.385	5.78
13 S	5.732	5.78
13 I	5.061	5.78
12 S	8.048	12.44
12 I	7.509	12.44
11 S	10.375	12.44
11 I	9.818	12.44
10 S	12.412	12.44
10 I	11.843	12.44
9 S	14.148	19.56
9 I	13.578	19.56
8 S	15.619	19.56
8 I	15.082	19.56
7 S	17.049	19.56
7 I	16.51	19.56
6 S	18.337	19.56
6 I	17.798	19.56
5 S	19.023	19.56
5 I	18.548	19.56
4 S	19.517	19.56
4 I	19.047	19.56
3 S	18.725	19.56
3 I	18.27	19.56
2 S	14.863	19.56
2 I	14.498	19.56
1 S	9.847	12.44
1 I	9.513	12.44

a)

b)

Tabla 15. Áreas de acero máximas de acero en vigas (a) vigas de carga y b) vigas de amarre) por piso con criterio y comportamiento sismoresistente para la estructura N°2 con R=3.5 en cm².

Fuente: Angola G.



DISEÑO DE VIGAS DE EDIFICIO DE
15 PISOS CON R4.5 C.C.S.

VIGAS DE CARGA

NIVEL DE LA EST.	AREA DE ACERO CAL. max (cm ²)	AREA DE ACERO COL. (cm ²)
15 S	4.203	7.92
15 I	5.594	7.92
14 S	5.9	7.92
14 I	4.476	7.92
13 S	7.777	7.92
13 I	5.976	7.92
12 S	9.292	11.88
12 I	5.976	11.88
11 S	10.7	11.88
11 I	5.976	11.88
10 S	11.808	11.88
10 I	5.976	11.88
9 S	12.701	15.68
9 I	6.111	15.68
8 S	13.392	15.68
8 I	6.738	15.68
7 S	13.757	15.68
7 I	7.236	15.68
6 S	14.367	15.68
6 I	7.961	15.68
5 S	14.911	15.68
5 I	8.591	15.68
4 S	14.926	15.68
4 I	9.138	15.68
3 S	14.967	15.68
3 I	9.325	15.68
2 S	14.078	15.68
2 I	8.677	15.68
1 S	9.926	11.88
1 I	5.976	11.88

a)

DISEÑO DE VIGAS DE EDIFICIO DE
15 PISOS CON R4.5 C.C.S.

VIGAS DE AMARRE

NIVEL DE LA EST.	AREA DE ACERO CAL. max (cm ²)	AREA DE ACERO COL. (cm ²)
15 S	3.188	5.07
15 I	2.619	5.07
14 S	4.326	5.07
14 I	3.669	5.07
13 S	4.989	5.07
13 I	4.804	5.07
12 S	6.651	8.23
12 I	5.825	8.23
11 S	8.184	8.23
11 I	7.435	8.23
10 S	9.479	12.03
10 I	8.93	12.03
9 S	10.807	12.03
9 I	10.25	12.03
8 S	11.956	12.03
8 I	11.405	12.03
7 S	12.932	14.88
7 I	12.433	14.88
6 S	13.943	14.88
6 I	13.446	14.88
5 S	14.757	14.88
5 I	14.264	14.88
4 S	14.845	14.88
4 I	14.414	14.88
3 S	14.578	14.88
3 I	14.156	14.88
2 S	12.694	14.88
2 I	12.223	14.88
1 S	7.172	8.23
1 I	6.808	8.23

b)

Tabla 16. Áreas de acero máximas de acero en vigas (a) vigas de carga y b) vigas de amarre) por piso con criterio y comportamiento sismoresistente para la estructura N°2 con R=4.5 en cm².

Fuente: Angola G.



DISEÑO DE VIGAS DE EDIFICIO DE
15 PISOS CON R6 C.C.S.

DISEÑO DE VIGAS DE EDIFICIO DE
15 PISOS CON R6 C.C.S.

VIGAS DE CARGA

NIVEL DE LA EST.	AREA DE ACERO CAL. max (cm ²)	AREA DE ACERO COL. (cm ²)
15 S	3.855	6.33
15 I	5.594	6.33
14 S	5.876	6.33
14 I	4.476	6.33
13 S	7.655	9.50
13 I	5.976	9.50
12 S	8.266	9.50
12 I	5.976	9.50
11 S	9.287	9.50
11 I	5.976	9.50
10 S	10.073	12.28
10 I	5.976	12.28
9 S	10.701	12.28
9 I	5.976	12.28
8 S	11.144	12.28
8 I	5.976	12.28
7 S	11.437	12.28
7 I	5.976	12.28
6 S	11.923	12.28
6 I	5.976	12.28
5 S	12.238	12.28
5 I	6.096	12.28
4 S	12.184	12.28
4 I	6.536	12.28
3 S	12.198	12.28
3 I	6.663	12.28
2 S	11.486	12.28
2 I	6.109	12.28
1 S	8.321	9.50
1 I	5.976	9.50

a)

VIGAS DE AMARRE

NIVEL DE LA EST.	AREA DE ACERO CAL. max (cm ²)	AREA DE ACERO COL. (cm ²)
15 S	2.845	5.78
15 I	2.256	5.78
14 S	3.95	5.78
14 I	3.132	5.78
13 S	4.804	5.78
13 I	4.804	5.78
12 S	5.554	5.78
12 I	4.817	5.78
11 S	6.663	9.18
11 I	5.852	9.18
10 S	7.569	9.18
10 I	6.693	9.18
9 S	8.31	9.18
9 I	7.623	9.18
8 S	9.153	9.18
8 I	8.478	9.18
7 S	9.713	11.17
7 I	9.25	11.17
6 S	10.459	11.17
6 I	9.997	11.17
5 S	11.061	11.17
5 I	10.603	11.17
4 S	11.138	11.17
4 I	10.736	11.17
3 S	10.964	11.17
3 I	10.569	11.17
2 S	9.643	11.17
2 I	9.186	11.17
1 S	5.543	5.78
1 I	5.182	5.78

b)

Tabla 17. Áreas de acero máximas de acero en vigas (a) vigas de carga y b) vigas de amarre) por piso con criterio y comportamiento sismoresistente para la estructura N°2 con R=6 en cm².

Fuente: Angola G.

Las tablas mostradas anteriormente muestran: en la primera columna el nivel de la estructura (N°1 o 2), la segunda columna da el área de acero máximo solicitado para ese nivel extraído del Software ETABS, la tercera columna se refiere al área de acero colocado según el acero comercial y el cumplimiento de normas.

Se observa una disminución de las áreas de acero de forma general, en algunos casos no perceptibles en el acero de diseño, ya que los aceros colocados no permiten disminución.



Las variaciones de las áreas de acero se deben a los cambios de sección en las columnas y/o vigas; debido a la redistribución de solicitaciones que se genera en la estructura.

Al cambiar las secciones buscando un comportamiento dúctil, estas pueden mejorar su comportamiento y a su vez disminuir la área de acero, por lo que se debió hacer optimización en el caso de haber realizado cambio y que el Rcal obtenido fuera lo suficientemente alto para permitir un cambio de sección a uno menor y verificar que cumpliera el R en estudio.

Tablas Resumen

CUADRO COMPARATIVO EN VIGAS CON CRITERIO SISMORESISTENTE PARA EDIFICIO DE 5 PISOS

Lc = 300 cm

EDIF	R teórico	NIVEL	COLUMNA (cm)		VIGA TIPO			A's (cm ²)	As (cm ²)	μφ	μΔ	R calculad	ΔR	R max
					TIPO	b (cm)	h (cm)							
5P	3.5	4	40	50	AMARRE	35	45	6.33	6.33	11.37	3.33	4.17	0.67	3.15
5P	3.5	1	40	60	AMARRE	35	45	13.62	13.62	7.76	2.52	3.15	-0.35	
5P	3.5	4	40	50	CARGA	35	55	8.47	8.47	12.63	4.20	5.25	1.75	
5P	3.5	1	40	60	CARGA	35	55	13.62	13.62	10.03	3.48	4.35	0.85	
5P	4.5	4	40	50	AMARRE	35	45	5.23	5.23	12.53	3.59	4.49	-0.01	3.90
5P	4.5	1	40	50	AMARRE	35	55	10.77	10.77	8.71	3.12	3.90	-0.60	
5P	4.5	4	40	50	CARGA	35	55	7.05	7.05	13.83	4.53	5.66	1.16	
5P	4.5	1	40	50	CARGA	35	55	11.16	11.16	9.79	3.42	4.27	-0.23	
5P	6	4	35	45	AMARRE	35	45	5.07	5.07	12.73	3.64	4.55	-1.45	3.83
5P	6	1	35	45	AMARRE	35	45	7.92	7.92	10.16	3.06	3.83	-2.17	
5P	6	4	35	45	CARGA	35	55	6.33	6.33	14.59	4.74	5.92	-0.08	
5P	6	1	35	45	CARGA	35	55	9.50	9.50	11.94	4.01	5.01	-0.99	

Tabla 18. Resumen de la estructura N°1 con criterio sismoresistente con los R=3.5, R=4.5 y R=6.

Fuente: Angola G.



CUADRO COMPARATIVO EN COLUMNAS CON CRITERIO SISMORESISTENTE PARA EDIFICIO DE 5 PISOS

EDIF	R teórico	NIVEL	COLUMNA (cm)		A's (cm ²)	As (cm ²)	ρ (%)	Pb/Pmax (%)	μφ
5P	3.5	2	40	50	28.515	57.03	3.42	31.13	1.643
5P	3.5	1	40	60	35.175	35.175	3.33	31.19	1.685
5P	4.5	1	40	50	28.515	28.515	3.42	31.13	1.643
5P	6	1	35	45	21.87	21.87	3.16	31.3	1.662

Tabla 19. Resumen de la estructura N°1 con criterio sismoresistente con los R=3.5, R=4.5 y R=6.

Fuente: Angola G.

CUADRO COMPARATIVO EN VIGAS CON CRITERIO SISMORESISTENTE PARA EDIFICIO DE 15 PISOS

Lc = 300 cm

EDIF	R teórico	NIVEL	COLUMNA (cm)		VIGA TIPO			A's (cm ²)	As (cm ²)	μφ	μΔ	R calculado	ΔR	R max
					TIPO	b (cm)	h (cm)							
15P	3.5	13	40	50	CARGA	35	55	8.47	8.47	12.63	4.20	5.25	1.75	2.76
15P	3.5	10	40	50	CARGA	35	55	13.86	13.86	9.95	3.46	4.33	0.83	
15P	3.5	2	50	70	CARGA	35	55	19.32	19.32	8.52	3.07	3.84	0.34	
15P	3.5	1=10	60	80	CARGA	35	55	13.86	13.86	9.95	3.46	4.33	0.83	
15P	3.5	12	40	50	AMARRE	35	45	8.47	8.47	9.82	2.98	3.73	0.23	
15P	3.5	9	40	50	AMARRE	35	45	13.70	13.70	7.74	2.52	3.15	-0.35	
15P	3.5	2	50	70	AMARRE	35	45	20.59	20.59	6.38	2.21	2.76	-0.74	
15P	3.5	1=9	60	60	AMARRE	35	45	13.70	13.70	7.74	2.52	3.15	-0.35	
15P	4.5	14	40	50	CARGA	35	55	6.33	6.33	14.59	4.74	5.92	1.42	4.17
15P	4.5	10	40	50	CARGA	35	55	11.72	11.72	10.39	3.58	4.48	-0.02	
15P	4.5	1	50	70	CARGA	35	55	15.35	15.35	9.48	3.33	4.17	-0.34	
15P	4.5	12	40	50	AMARRE	35	45	7.05	7.05	10.77	3.20	4.00	-0.50	3.00
15P	4.5	9	40	50	AMARRE	35	45	10.77	10.77	8.71	2.73	3.42	-1.08	
15P	4.5	2	50	70	AMARRE	35	45	15.83	15.83	7.22	2.40	3.00	-1.50	
15P	4.5	1=9	50	70	AMARRE	35	45	10.77	10.77	8.71	2.73	3.42	-1.08	
15P	6	14	40	50	CARGA	35	55	6.33	6.33	14.59	4.74	5.92	-0.08	4.52
15P	6	10	40	50	CARGA	35	55	10.29	10.29	11.48	3.88	4.85	-1.15	
15P	6	1	50	70	CARGA	35	55	12.35	12.35	10.52	3.62	4.52	-1.48	
15P	6	12	40	50	AMARRE	35	45	6.33	6.33	11.37	3.33	4.17	-1.83	3.30
15P	6	8	40	50	AMARRE	35	45	9.03	9.03	9.51	2.91	3.64	-2.36	
15P	6	2	50	70	AMARRE	35	45	11.88	11.88	8.30	2.64	3.30	-2.70	
15P	6	1=8	50	70	AMARRE	35	45	9.03	9.03	9.51	2.91	3.64	-2.36	

Tabla 20. Resumen de la estructura N°2 con criterio sismoresistente con los R=3.5, R=4.5 y R=6.

Fuente: Angola G.



SISMORESISTENTE PARA EDIFICIO DE 15 PISOS

EDIF	R teórico	NIVEL	COLUMNA (cm)		A's (cm ²)	As (cm ²)	ρ (%)	Pb/Pmax (%)	μφ
15P	3.5	9	40	50	57.03	57.03	3.42	30.24	1.643
15P	3.5	6	40	60	35.175	35.175	3.33	31.19	1.685
15P	3.5	2	50	70	48.32	48.32	3.33	31.91	1.710
15P	3.5	1	60	80	51.335	51.335	3.39	34.04	1.77
15P	4.5	6	40	50	57.03	57.03	3.42	30.24	1.643
15P	4.5	3	40	60	35.175	35.175	3.33	31.19	1.685
15P	4.5	1	50	70	48.32	48.32	3.33	31.91	1.71
15P	6	5	40	50	57.03	57.03	3.42	30.24	1.643
15P	6	3	40	60	35.175	35.175	3.33	31.19	1.685
15P	6	1	50	70	48.32	48.32	3.33	31.91	1.710

Tabla 21. Resumen de la estructura N°2 con criterio sismoresistente con los R=3.5, R=4.5 y R=6.

Fuente: Angola G.

Las tablas anteriormente presentadas muestran por columna lo siguiente:

- 1) El tipo de edificio o estructura.
- 2) R teórico, se refiere al R al inicio de cálculos.
- 3) Nivel inferior en el que las características de la sección se mantienen hasta que llega al siguiente nivel inferior donde se cambian características con respecto al anterior.
- 4) Dimensión (b) de la columna del nivel al que se hace referencia el nivel.
- 5) Dimensión (h) de la columna del nivel al que se hace referencia el nivel.
- 6) En viga: se refiere al tipo de viga de estudio. En columna: es el área de acero colocado en compresión (según análisis).
- 7) En viga: dimensión de la base. En columna: área de acero colocado en tensión (según análisis).
- 8) En viga: dimensión de la altura. En columna: cuantía de acero de la sección.
- 9) En viga: área de acero en compresión (según análisis). En columna: relación entre carga axial aplicada entre la capacidad máxima axial.
- 10) En viga: área de acero en tensión (según análisis). En columna: ductilidad local de la sección en estudio.
- 11) En viga: ductilidad local de la sección en estudio.
- 12) En viga: ductilidad global capaz de desarrollar la sección en estudio.
- 13) En viga: R calculado según las características de la sección.
- 14) En viga: variación del R calculado y el R teórico (calculado menos teórico).
- 15) En viga: R máximo capaz de desarrollar la estructura por tipo de viga.



16) En viga: R máximo capaz de desarrollar la estructura de forma general.

CUADRO COMPARATIVO EN VIGAS CON CRITERIO Y COMPORTAMIENTO SISMORESISTENTE PARA EDIFICIO DE 5 PISOS

Lc = 300 cm

EDIF	R teórico	NIVEL	COLUMNA (cm)		VIGA TIPO			A's (cm ²)	As (cm ²)	μφ	μΔ	R calculad	ΔR	R max
					TIPO	b (cm)	h (cm)							
5P	3.5	4	40	60	AMARRE	35	45	7.92	7.92	10.16	3.06	3.83	0.33	3.83
5P	3.5	1	50	70	AMARRE	35	50	12.28	12.28	9.35	3.09	3.86	0.36	
5P	3.5	4	40	60	CARGA	35	55	7.92	7.92	13.06	4.32	5.40	1.90	
5P	3.5	1	50	70	CARGA	35	55	12.83	12.83	10.33	3.57	4.46	0.96	
5P	4.5	4	40	60	AMARRE	35	45	5.23	5.23	12.53	3.59	4.49	-0.01	4.49
5P	4.5	1	40	60	AMARRE	35	55	10.77	10.77	11.24	3.82	4.77	0.27	
5P	4.5	4	40	60	CARGA	35	55	7.21	7.21	13.68	4.49	5.61	1.11	
5P	4.5	1	40	60	CARGA	35	55	10.85	10.85	11.20	3.81	4.76	0.26	
5P	6	4	40	60	AMARRE	35	55	5.78	5.78	13.58	4.46	5.57	-0.43	5.40
5P	6	1	40	60	AMARRE	35	55	7.92	7.92	13.06	4.32	5.40	-0.60	
5P	6	4	40	60	CARGA	35	55	6.33	6.33	14.59	4.74	5.92	-0.08	
5P	6	1	40	60	CARGA	35	60	8.31	8.31	14.18	4.95	6.19	0.19	

Tabla 22. Resumen de la estructura N°1 con criterio y comportamiento sismoresistente con los R=3.5, R=4.5 y R=6.

Fuente: Angola G.

CUADRO COMPARATIVO EN COLUMNAS CON CRITERIO Y COMPORTAMIENTO SISMORESISTENTE PARA EDIFICIO DE 5 PISOS

EDIF	R teórico	NIVEL	COLUMNA (cm)		A's (cm ²)	As (cm ²)	ρ (%)	P/Pu (%)	μφ
5P	3.5	2	40	60	11.4	11.4	1.59	37.51	1.8534
5P	3.5	1	50	70	17.1	17.1	1.63	37.3	1.891
5P	4.5	1	40	60	11.4	11.4	1.59	37.51	1.853
5P	6	1	40	60	11.4	11.4	1.585	37.51	1.853

Tabla 23. Resumen de la estructura N°1 con criterio y comportamiento sismoresistente con los R=3.5, R=4.5 y R=6.

Fuente: Angola G.



CUADRO COMPARATIVO EN VIGAS CON CRITERIO Y COMPORTAMIENTO SISMORESISTENTE PARA EDIFICIO DE 15 PISOS

Lc = 300 cm

EDIF	R teorico	NIVEL	COLUMNA (cm)		VIGA TIPO			A's (cm ²)	As (cm ²)	μφ	μΔ	R calculado	ΔR	R max		
					TIPO	b (cm)	h (cm)									
15P	3.5	13	40	60	CARGA	35	55	8.47	8.47	12.63	4.20	5.25	1.75	3.90	3.25	
15P	3.5	10	40	60	CARGA	35	55	14.01	14.01	9.90	3.45	4.31	0.81			
15P	3.5	2	60	80	CARGA	35	55	18.45	18.45	8.70	3.12	3.90	0.40			
15P	3.5	1=10	70	90	CARGA	35	55	14.01	14.01	9.90	3.45	4.31	0.81			
15P	3.5	13	40	60	AMARRE	35	45	5.78	5.78	11.91	3.45	4.32	0.82	3.25		3.25
15P	3.5	10	40	60	AMARRE	35	45	12.43	12.43	8.12	2.60	3.25	-0.25			
15P	3.5	2	50	70	AMARRE	35	50	19.56	19.56	7.50	2.63	3.28	-0.22			
15P	3.5	1=10	60	80	AMARRE	35	45	12.43	12.43	8.12	2.60	3.25	-0.25			
15P	4.5	13	40	60	CARGA	35	55	7.92	7.92	13.06	4.32	5.40	0.90	4.34	4.34	
15P	4.5	10	40	60	CARGA	35	55	11.88	11.88	10.72	3.67	4.59	0.09			
15P	4.5	2	40	60	CARGA	40	55	12.67	15.68	10.00	3.48	4.34	-0.16			
15P	4.5	1=9	60	80	CARGA	35	55	11.88	11.88	10.72	3.67	4.59	0.09			
15P	4.5	13	40	60	AMARRE	35	45	5.07	5.07	12.73	3.64	4.55	0.05	4.43		4.34
15P	4.5	11	40	60	AMARRE	35	50	8.23	8.23	11.38	3.60	4.49	-0.01			
15P	4.5	8	40	60	AMARRE	35	55	12.03	12.03	10.65	3.65	4.57	0.07			
15P	4.5	2	50	70	AMARRE	40	55	14.88	14.88	10.25	3.54	4.43	-0.07			
15P	4.5	1=11	60	80	AMARRE	35	50	8.23	8.23	11.38	3.60	4.49	-0.01	5.29	5.29	
15P	6	14	40	60	CARGA	35	55	6.33	6.33	14.59	4.74	5.92	-0.08			
15P	6	11	40	60	CARGA	40	55	9.50	9.50	12.75	4.23	5.29	-0.71			
15P	6	2	50	70	CARGA	40	60	12.27	12.27	12.53	4.46	5.57	-0.43			
15P	6	1=11	50	70	CARGA	40	55	9.5	9.5	12.75	4.23	5.29	-0.71	5.36		5.29
15P	6	12	40	60	AMARRE	40	50	5.78	5.78	14.53	4.38	5.48	-0.52			
15P	6	8	40	60	AMARRE	40	55	9.18	9.18	12.96	4.29	5.36	-0.64			
15P	6	2	50	70	AMARRE	40	60	11.16	11.16	13.12	4.64	5.80	-0.21			
15P	6	1=12	50	70	AMARRE	40	50	5.78	5.78	14.53	4.38	5.48	-0.52			

Tabla 24. Resumen de la estructura N°2 con criterio y comportamiento sismoresistente con los R=3.5, R=4.5 y R=6.

Fuente: Angola G.



CUADRO COMPARATIVO EN COLUMNAS CON CRITERIO Y COMPORTAMIENTO SISMORESISTENTE PARA EDIFICIO DE 15 PISOS

EDIF	R teórico	NIVEL	COLUMNA (cm)		A's (cm ²)	As (cm ²)	ρ (%)	P/Pu (%)	μφ
15P	3.5	9	40	60	11.4	11.4	1.59	37.51	1.853
15P	3.5	6	50	70	17.1	17.1	1.63	37.30	1.891
15P	3.5	3	80	60	31.35	31.35	1.703	36.23	1.823
15P	3.5	1	90	70	46.55	46.55	1.83	35.90	1.813
15P	4.5	8	40	60	11.4	11.4	1.59	37.51	1.853
15P	4.5	5	50	70	17.1	17.1	1.63	37.30	1.891
15P	4.5	2	80	60	31.35	31.35	1.70	36.23	1.823
15P	4.5	1	90	70	46.55	46.55	1.83	35.90	1.813
15P	6	8	40	60	11.4	11.4	1.59	37.51	1.853
15P	6	5	50	70	17.1	17.1	1.63	37.30	1.891
15P	6	2	80	60	31.35	31.35	1.70	36.23	1.823
15P	6	1	90	70	46.55	46.55	1.83	35.90	1.813

Tabla 25. Resumen de la estructura N°2 con criterio y comportamiento sismoresistente con los R=3.5, R=4.5 y R=6.

Fuente: Angola G.

Las tablas anteriormente presentadas muestran por columna lo siguiente:

- 1) El tipo de edificio o estructura.
- 2) R teórico, se refiere al R al inicio de cálculos.
- 3) Nivel inferior en el que las características de la sección se mantienen hasta que llega al siguiente nivel inferior donde se cambian características con respecto al anterior.
- 4) Dimensión (b) de la columna del nivel al que se hace referencia el nivel.
- 5) Dimensión (h) de la columna del nivel al que se hace referencia el nivel.
- 6) En viga: se refiere al tipo de viga de estudio. En columna: es el área de acero colocado en compresión (según análisis).
- 7) En viga: dimensión de la base. En columna: área de acero colocado en tensión (según análisis).
- 8) En viga: dimensión de la altura. En columna: cuantía de acero de la sección.
- 9) En viga: área de acero en compresión (según análisis). En columna: relación entre carga axial aplicada entre la capacidad máxima axial.
- 10) En viga: área de acero en tensión (según análisis). En columna: ductilidad local de la sección en estudio.
- 11) En viga: ductilidad local de la sección en estudio.
- 12) En viga: ductilidad global capaz de desarrollar la sección en estudio.
- 13) En viga: R calculado según las características de la sección.
- 14) En viga: variación del R calculado y el R teórico (calculado menos teórico).



- 15) En viga: R máximo capaz de desarrollar la estructura por tipo de viga.
- 16) En viga: R máximo capaz de desarrollar la estructura de forma general.

Debe tenerse en cuenta que las secciones de viga en color rojo en CCS, son las secciones modificadas con respecto al CS.

Chequeo De Capacidad De Columnas Con CS

CHEQUEO DE P < 70% DE LA CAPACIDAD DE LA COLUMNA CON CRITERIO SISMORESISTENTE Y R=3.5 PARA EDIFICIO DE 5 PISOS

F'c = 250 Kg/cm²

COLUMNA ESTUDIADA CENTRAL

NIVEL	COLUMNA		P (ton)	CAPACIDAD (ton)	P < 70%CAP	P/CAP	
	b (cm)	h (cm)					
TECHO	40	50	-19020	19.02	500	OK!	3.80%
4	40	50	-43372	43.37	500	OK!	8.67%
3	40	50	-67739	67.74	500	OK!	13.55%
2	40	50	-92748	92.75	500	OK!	18.55%
1	40	60	-1E+05	118.36	600	OK!	19.73%

Tabla 26. Máximas solicitaciones axiales de las columnas en cada nivel para estructura N°1 con criterio sismoresistente y R=3.5.

Fuente: Angola G.

CHEQUEO DE P < 70% DE LA CAPACIDAD DE LA COLUMNA CON CRITERIO SISMORESISTENTE Y R=4.5 PARA EDIFICIO DE 5 PISOS

F'c = 250 Kg/cm²

COLUMNA ESTUDIADA CENTRAL

NIVEL	COLUMNA		P (ton)	CAPACIDAD (ton)	P < 70%CAP	P/CAP	
	b (cm)	h (cm)					
TECHO	40	50	-19003	19.00	500	OK!	3.80%
4	40	50	-43335	43.33	500	OK!	8.67%
3	40	50	-67686	67.69	500	OK!	13.54%
2	40	50	-92185	92.19	500	OK!	18.44%
1	40	50	-1E+05	117.59	500	OK!	23.52%

Tabla 27. Máximas solicitaciones axiales de las columnas en cada nivel para estructura N°1 con criterio sismoresistente y R=4.5.

Fuente: Angola G.



CHEQUEO DE P < 70% DE LA CAPACIDAD DE LA COLUMNA CON CRITERIO SISMORESISTENTE Y R=6 PARA EDIFICIO DE 5 PISOS

F'c = 250 Kg/cm²

COLUMNA ESTUDIADA CENTRAL

NIVEL	COLUMNA		P (ton)	CAPACIDAD (ton)	P < 70%CAP	P/CAP	
	b (cm)	h (cm)					
TECHO	35	45	-18677	18.68	393.75	OK!	4.74%
4	35	45	-42686	42.69	393.75	OK!	10.84%
3	35	45	-66703	66.70	393.75	OK!	16.94%
2	35	45	-90982	90.98	393.75	OK!	23.11%
1	35	45	-1E+05	116.19	393.75	OK!	29.51%

Tabla 28. Máximas solicitaciones axiales de las columnas en cada nivel para estructura N°1 con criterio sismoresistente y R=6.

Fuente: Angola G.

CHEQUEO DE P < 70% DE LA CAPACIDAD DE LA COLUMNA CON CRITERIO SISMORESISTENTE Y R=3.5 PARA EDIFICIO DE 15 PISOS

F'c = 250 Kg/cm²

COLUMNA ESTUDIADA CENTRAL

NIVEL	COLUMNA		P (ton)	CAPACIDAD (ton)	P < 70%CAP	P/CAP	
	b (cm)	h (cm)					
T. AS.	40	50	0	0.00	500	OK!	0.00%
TECHO	40	50	-21085	21.08	500	OK!	4.22%
13	40	50	-51485	51.49	500	OK!	10.30%
12	40	50	-82001	82.00	500	OK!	16.40%
11	40	50	-1E+05	112.57	500	OK!	22.51%
10	40	50	-1E+05	143.24	500	OK!	28.65%
9	40	50	-2E+05	174.08	500	OK!	34.82%
8	40	60	-2E+05	205.25	600	OK!	34.21%
7	40	60	-2E+05	236.44	600	OK!	39.41%
6	40	60	-3E+05	267.96	600	OK!	44.66%
5	50	70	-3E+05	300.33	875	OK!	34.32%
4	50	70	-3E+05	332.71	875	OK!	38.02%
3	50	70	-4E+05	365.40	875	OK!	41.76%
2	50	70	-4E+05	398.40	875	OK!	45.53%
1	60	80	-4E+05	432.82	1200	OK!	36.07%

Tabla 29. Máximas solicitaciones axiales de las columnas en cada nivel para estructura N°2 con criterio sismoresistente y R=3.5.

Fuente: Angola G.



CHEQUEO DE P < 70% DE LA CAPACIDAD DE LA COLUMNA CON CRITERIO SISMORESISTENTE Y R=4.5 PARA EDIFICIO DE 15

F'c = 250 Kg/cm²

COLUMNA ESTUDIADA CENTRAL

NIVEL	COLUMNA		P (ton)	CAPACIDAD (ton)	P < 70%CAP	P/CAP	
	b (cm)	h (cm)					
T. AS.	40	50	-13856	13.86	500	OK!	2.77%
TECHO	40	50	-28449	28.45	500	OK!	5.69%
13	40	50	-50677	50.68	500	OK!	10.14%
12	40	50	-80869	80.87	500	OK!	16.17%
11	40	50	-1E+05	111.05	500	OK!	22.21%
10	40	50	-1E+05	142.99	500	OK!	28.60%
9	40	50	-2E+05	174.68	500	OK!	34.94%
8	40	50	-2E+05	206.61	500	OK!	41.32%
7	40	50	-2E+05	238.79	500	OK!	47.76%
6	40	50	-3E+05	271.27	500	OK!	54.25%
5	40	60	-3E+05	304.15	600	OK!	50.69%
4	40	60	-3E+05	337.90	600	OK!	56.32%
3	40	60	-4E+05	371.69	600	OK!	61.95%
2	50	70	-4E+05	405.98	875	OK!	46.40%
1	50	70	-4E+05	441.78	875	OK!	50.49%

Tabla 30. Máximas solicitaciones axiales de las columnas en cada nivel para estructura N°2 con criterio sismoresistente y R=4.5.

Fuente: Angola G.

CHEQUEO DE P < 70% DE LA CAPACIDAD DE LA COLUMNA CON CRITERIO SISMORESISTENTE Y R=6 PARA EDIFICIO DE 15 PISOS

F'c = 250 Kg/cm²

COLUMNA ESTUDIADA CENTRAL

NIVEL	COLUMNA		P (ton)	CAPACIDAD (ton)	P < 70%CAP	P/CAP	
	b (cm)	h (cm)					
T. AS.	40	50	0	0.00	500	OK!	0.00%
TECHO	40	50	-20746	20.75	500	OK!	4.15%
13	40	50	-50680	50.68	500	OK!	10.14%
12	40	50	-80742	80.74	500	OK!	16.15%
11	40	50	-1E+05	110.85	500	OK!	22.17%
10	40	50	-1E+05	141.05	500	OK!	28.21%
9	40	50	-2E+05	171.39	500	OK!	34.28%
8	40	50	-2E+05	201.89	500	OK!	40.38%
7	40	50	-2E+05	232.59	500	OK!	46.52%
6	40	50	-3E+05	263.53	500	OK!	52.71%
5	40	50	-3E+05	294.77	500	OK!	58.95%
4	40	60	-3E+05	326.51	600	OK!	54.42%
3	40	60	-4E+05	358.50	600	OK!	59.75%
2	50	70	-4E+05	391.54	875	OK!	44.75%
1	50	70	-4E+05	424.80	875	OK!	48.55%

Tabla 31. Máximas solicitaciones axiales de las columnas en cada nivel para estructura N°2 con criterio sismoresistente y R=6.

Fuente: Angola G.



Las tablas anteriormente presentadas muestran por columna lo siguiente:

- 1) Nivel en estudio de la estructura.
- 2) Dimensión (b) de la columna del nivel.
- 3) Dimensión (h) de la columna del nivel.
- 4) Carga axial máxima extraída del Software ETABS.
- 5) Cambio de la unidad de medida de la carga axial máxima.
- 6) Capacidad máxima capaz de desarrollar la columna.
- 7) Chequeo de la carga axial menor que la capacidad de la columna.
- 8) Relación de la carga axial aplicada entre la capacidad de la columna.

Chequeo De Capacidad De Columnas Con CCS

CHEQUEO DE P < 30% DE LA CAPACIDAD DE LA COLUMNA CON CCS Y R=3.5 PARA EDIFICIO DE 5 PISOS

F'c = 250 Kg/cm²

COLUMNA ESTUDIADA CENTRAL

1000

0.3

NIVEL	COLUMNA		P (ton)	CAPACIDAD (ton)	P < 70%CAP	P/CAP	
	b (cm)	h (cm)					
TECHO	40	60	-19307	19.31	600	OK!	3.22%
4	40	60	-43955	43.96	600	OK!	7.33%
3	40	60	-68907	68.91	600	OK!	11.48%
2	40	60	-93952	93.95	600	OK!	15.66%
1	50	70	-1E+05	120.32	875	OK!	13.75%

Tabla 32. Máximas solicitaciones axiales de las columnas en cada nivel para estructura N°1 con criterio y comportamiento sísmoresistente y R=3.5.

Fuente: Angola G.



CHEQUEO DE $P < 30\%$ DE LA CAPACIDAD DE LA COLUMNA CON CCS Y $R=4.5$ PARA EDIFICIO DE 5 PISOS

$F'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

COLUMNA ESTUDIADA CENTRAL

NIVEL	COLUMNA		P (ton)	CAPACIDAD (ton)	P < 70%CAP	P/CAP	
	b (cm)	h (cm)					
TECHO	40	60	-19435	19.43	600	OK!	3.24%
4	40	60	-45034	45.03	600	OK!	7.51%
3	40	60	-73051	73.05	600	OK!	12.18%
2	40	60	-1E+05	102.30	600	OK!	17.05%
1	40	60	-1E+05	131.25	600	OK!	21.87%

Tabla 33. Máximas solicitaciones axiales de las columnas en cada nivel para estructura N°1 con criterio y comportamiento sísmoresistente y $R=4.5$.

Fuente: Angola G.

CHEQUEO DE $P < 30\%$ DE LA CAPACIDAD DE LA COLUMNA CON CCS Y $R=6$ PARA EDIFICIO DE 5 PISOS

$F'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

COLUMNA ESTUDIADA CENTRAL

NIVEL	COLUMNA		P (ton)	CAPACIDAD (ton)	P < 70%CAP	P/CAP	
	b (cm)	h (cm)					
TECHO	40	60	-19815	19.81	600	OK!	3.30%
4	40	60	-44961	44.96	600	OK!	7.49%
3	40	60	-70400	70.40	600	OK!	11.73%
2	40	60	-95882	95.88	600	OK!	15.98%
1	40	60	-1E+05	121.45	600	OK!	20.24%

Tabla 34. Máximas solicitaciones axiales de las columnas en cada nivel para estructura N°1 con criterio y comportamiento sísmoresistente y $R=6$.

Fuente: Angola G.



CHEQUEO DE P < 30% DE LA CAPACIDAD DE LA COLUMNA CON CCS Y R=3.5 PARA EDIFICIO DE 15 PISOS

F'c = 250 Kg/cm²

COLUMNA ESTUDIADA CENTRAL

NIVEL	COLUMNA		P (ton)	CAPACIDAD (ton)	P < 70%CAP	P/CAP	
	b (cm)	h (cm)					
T. AS.	40	60	-14928	14.93	600	OK!	2.49%
TECHO	40	60	-28635	28.64	600	OK!	4.77%
13	40	60	-44504	44.50	600	OK!	7.42%
12	40	60	-66203	66.20	600	OK!	11.03%
11	40	60	-89833	89.83	600	OK!	14.97%
10	40	60	-1E+05	114.01	600	OK!	19.00%
9	40	60	-1E+05	143.45	600	OK!	23.91%
8	50	70	-2E+05	174.38	875	OK!	19.93%
7	50	70	-2E+05	206.07	875	OK!	23.55%
6	50	70	-2E+05	238.86	875	OK!	27.30%
5	60	80	-3E+05	273.64	1200	OK!	22.80%
4	60	80	-3E+05	308.99	1200	OK!	25.75%
3	60	80	-3E+05	344.45	1200	OK!	28.70%
2	70	90	-4E+05	379.58	1575	OK!	24.10%
1	70	90	-4E+05	408.50	1575	OK!	25.94%

Tabla 35. Máximas solicitaciones axiales de las columnas en cada nivel para estructura N°2 con criterio y comportamiento sismoresistente y R=3.5.

Fuente: Angola G.

CHEQUEO DE P < 30% DE LA CAPACIDAD DE LA COLUMNA CON CCS Y R=4.5 PARA EDIFICIO DE 15 PISOS

F'c = 250 Kg/cm²

COLUMNA ESTUDIADA CENTRAL

NIVEL	COLUMNA		P (ton)	CAPACIDAD (ton)	P < 70%CAP	P/CAP	
	b (cm)	h (cm)					
T. AS.	40	60	-14629	14.63	600	OK!	2.44%
TECHO	40	60	-28475	28.48	600	OK!	4.75%
13	40	60	-44662	44.66	600	OK!	7.44%
12	40	60	-65719	65.72	600	OK!	10.95%
11	40	60	-89089	89.09	600	OK!	14.85%
10	40	60	-1E+05	112.46	600	OK!	18.74%
9	40	60	-1E+05	135.88	600	OK!	22.65%
8	40	60	-2E+05	159.48	600	OK!	26.58%
7	50	70	-2E+05	187.02	875	OK!	21.37%
6	50	70	-2E+05	215.44	875	OK!	24.62%
5	50	70	-2E+05	244.57	875	OK!	27.95%
4	60	80	-3E+05	275.12	1200	OK!	22.93%
3	60	80	-3E+05	305.56	1200	OK!	25.46%
2	60	80	-3E+05	334.92	1200	OK!	27.91%
1	70	90	-4E+05	362.01	1575	OK!	22.99%

Tabla 36. Máximas solicitaciones axiales de las columnas en cada nivel para estructura N°2 con criterio y comportamiento sismoresistente y R=4.5.

Fuente: Angola G.



**CHEQUEO DE $P < 30\%$ DE LA CAPACIDAD DE LA COLUMNA
CON CCS Y R=6 PARA EDIFICIO DE 15 PISOS**

$F'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

COLUMNA ESTUDIADA CENTRAL

NIVEL	COLUMNA		P (ton)	CAPACIDAD	P < 70%CA	P/CAP	
	b (cm)	h (cm)					
T. AS.	40	60	-14904	14.90	600	OK!	2.48%
TECHO	40	60	-29290	29.29	600	OK!	4.88%
13	40	60	-46344	46.34	600	OK!	7.72%
12	40	60	-67415	67.41	600	OK!	11.24%
11	40	60	-91707	91.71	600	OK!	15.28%
10	40	60	-1E+05	116.31	600	OK!	19.38%
9	40	60	-1E+05	140.99	600	OK!	23.50%
8	40	60	-2E+05	166.18	600	OK!	27.70%
7	50	70	-2E+05	196.36	875	OK!	22.44%
6	50	70	-2E+05	226.91	875	OK!	25.93%
5	50	70	-3E+05	258.34	875	OK!	29.52%
4	60	80	-3E+05	291.51	1200	OK!	24.29%
3	60	80	-3E+05	325.12	1200	OK!	27.09%
2	60	80	-4E+05	358.81	1200	OK!	29.90%
1	70	90	-4E+05	387.01	1575	OK!	24.57%

Tabla 37. Máximas solicitaciones axiales de las columnas en cada nivel para estructura N°2 con criterio y comportamiento sismoresistente y R=6.

Fuente: Angola G.

Las tablas anteriormente presentadas muestran por columna lo siguiente:

- 1) Nivel en estudio de la estructura.
- 2) Dimensión (b) de la columna del nivel.
- 3) Dimensión (h) de la columna del nivel.
- 4) Carga axial máxima extraída del Software ETABS.
- 5) Cambio de la unidad de medida de la carga axial máxima.
- 6) Capacidad máxima capaz de desarrollar la columna.
- 7) Chequeo de la carga axial menor que la capacidad de la columna.
- 8) Relación de la carga axial aplicada entre la capacidad de la columna.

Análisis De Resultados En Columnas

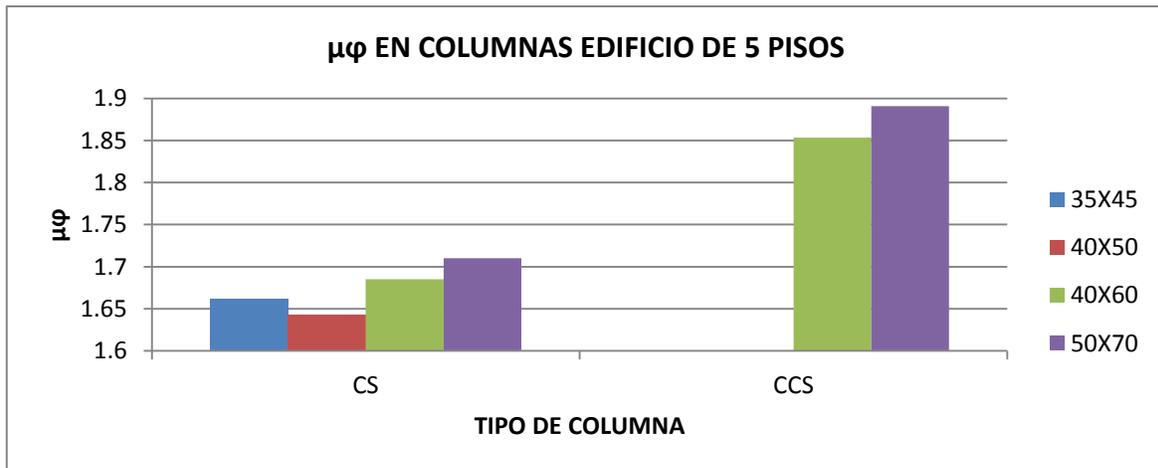
A continuación se debe tener en cuenta que la abreviación de “C.S.” significa criterio sismoresistente y “C.C.S.” criterio y comportamiento sismoresistente.



Se toman para graficar y analizar los 5 primeros pisos del edificio de 15 pisos, debido a que son los más desfavorables.

En el caso de las vigas del edificio de 15 pisos se toma una tendencia en el tipo de sección por piso.

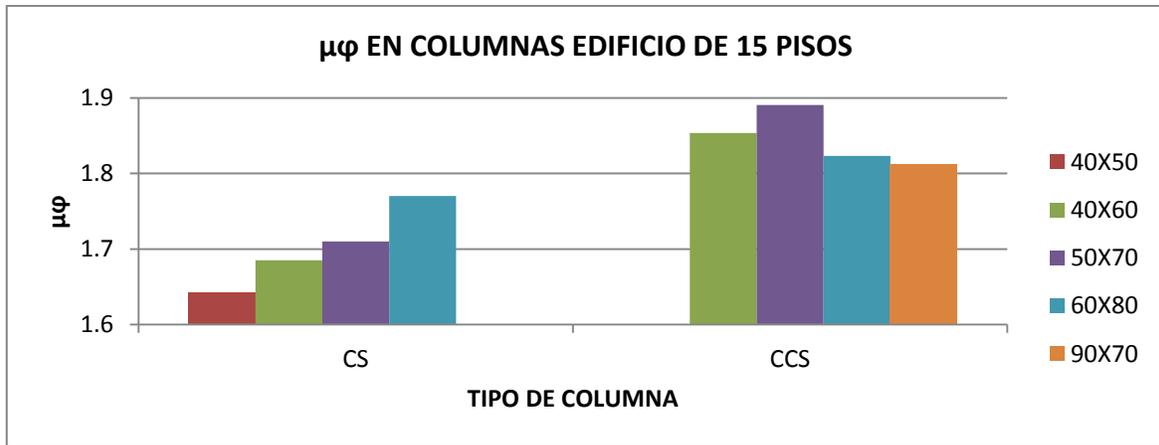
Se debe tener en cuenta que “R” significa Factor de Reducción de Respuesta, el “Rcalc” será el Factor de Reducción de Respuesta que es capaz de generar la estructura a partir de sus componentes.



Grafica 1. Ductilidad local de columnas en edificio de 5 pisos, para CS y CCS.

Fuente: Angola G.

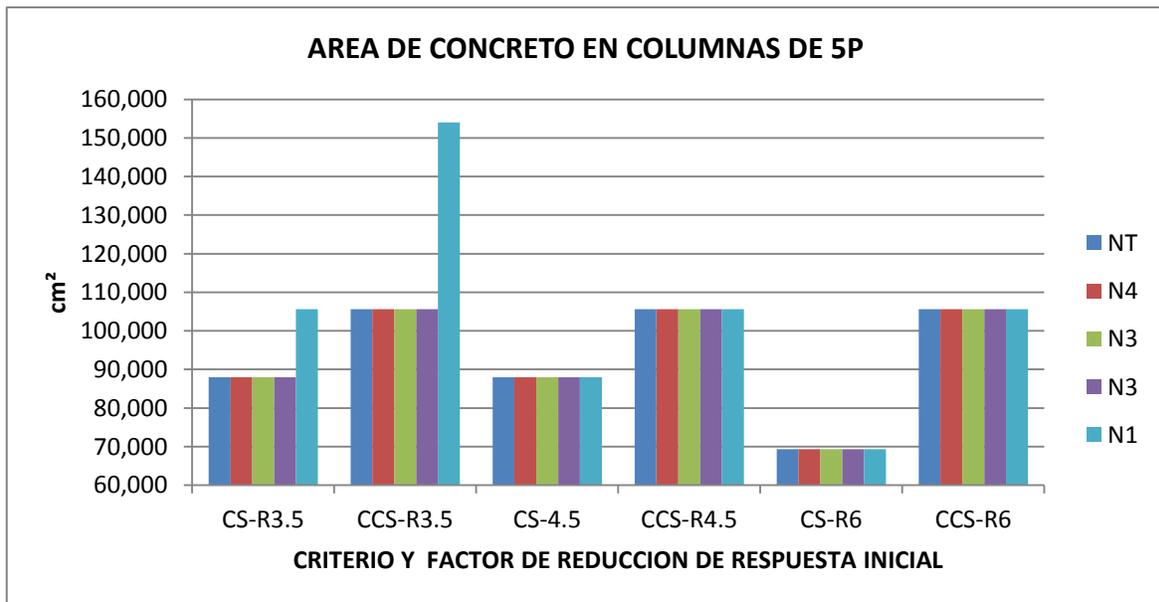
Se puede observar que las ductilidades locales de las columnas ($\mu\phi$) para los edificios de cinco pisos los de CS son menores con respecto al CCS, además están por debajo de dos (2), lo cual con respecto a las vigas representa un valor bajo (como se comentó en el marco teórico).



Grafica 2. Ductilidad local de columnas en edificio de 15 pisos, para CS y CCS.

Fuente: Angola G.

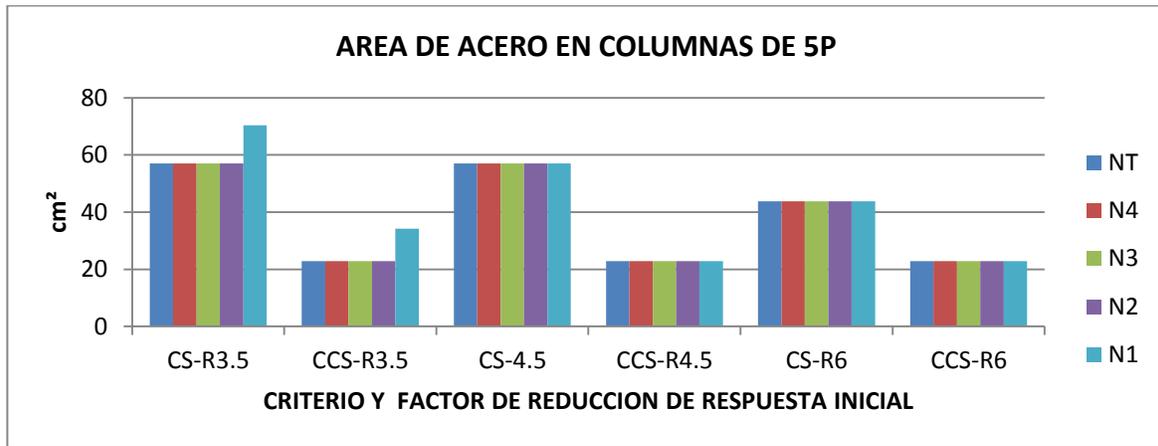
Se puede notar que las ductilidades locales de las columnas ($\mu\phi$) para los edificios de quince pisos los de CS son menores con respecto al CCS, además están por debajo de dos (2), lo cual con respecto a las vigas representa un valor bajo (como se comentó en el marco teórico).



Grafica 3. Área de concreto en columnas por nivel en el edificio de 5 pisos.

Fuente: Angola G.

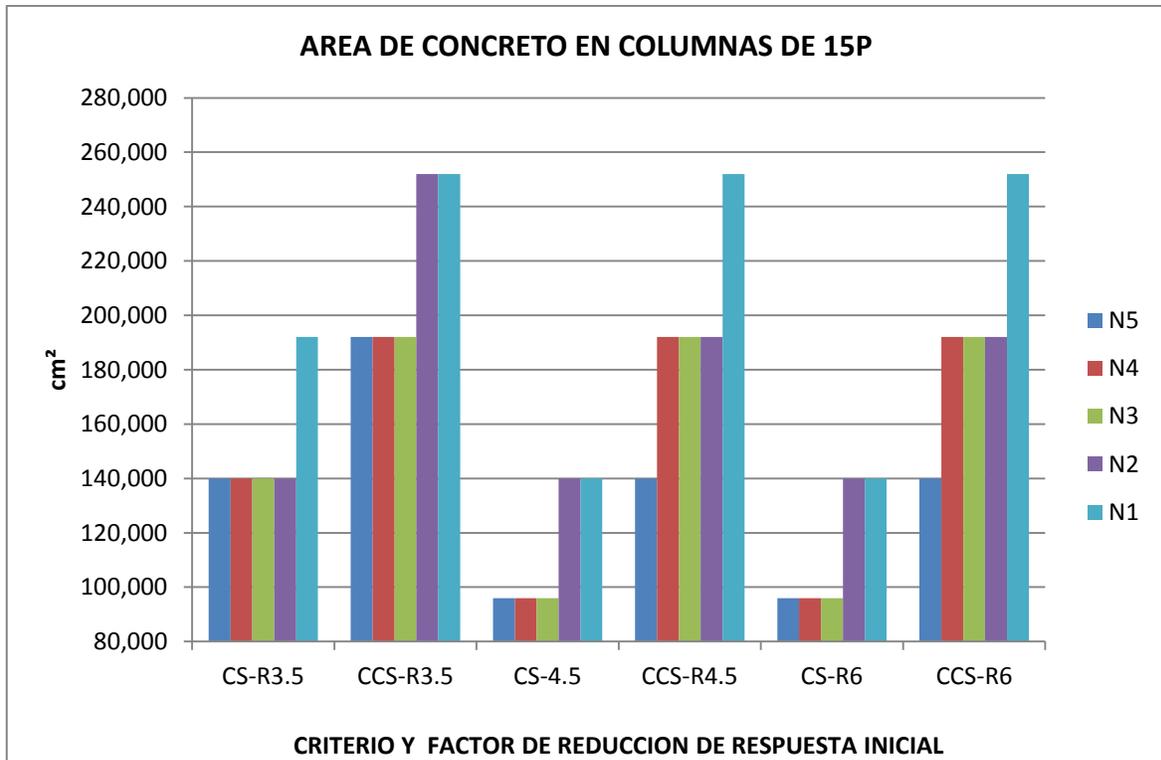
Se puede observar para los edificios de cinco pisos para $R=3.5$ se hace necesario una columna con dimensión superior (en sección de concreto) en CS con respecto a $R=4.5$ y $R=6$; además de haber mayor área de concreto para CCS con respecto al CS. Para CCS en el primer nivel en $R=3.5$ es superior el área de concreto con respecto a los demás niveles y los otros R .



Grafica 4. Área de acero en columnas por nivel en el edificio de 5 pisos.

Fuente: Angola G.

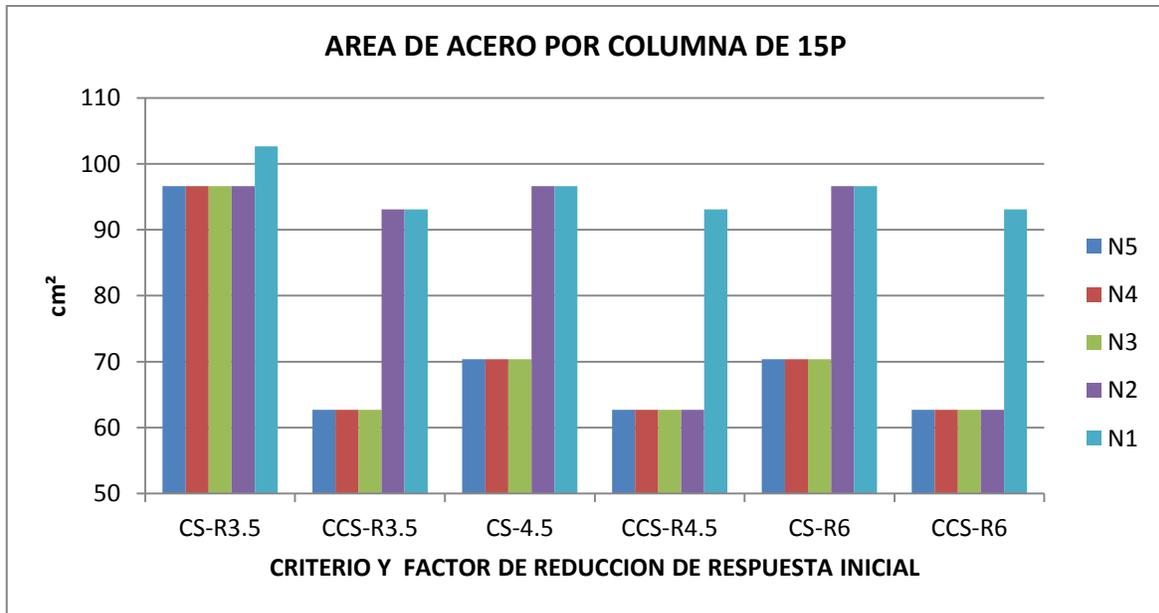
Se nota para CS que el área de acero es superior en $R=3.5$ y este disminuye a medida que se aumenta el R . para CCS solo en el primer nivel en $R=3.5$ es superior y los demás se mantienen, debido a que en este piso hay una sección de concreto superior.



Grafica 5. Área de concreto en columnas por nivel en el edificio de 15 pisos.

Fuente: Angola G.

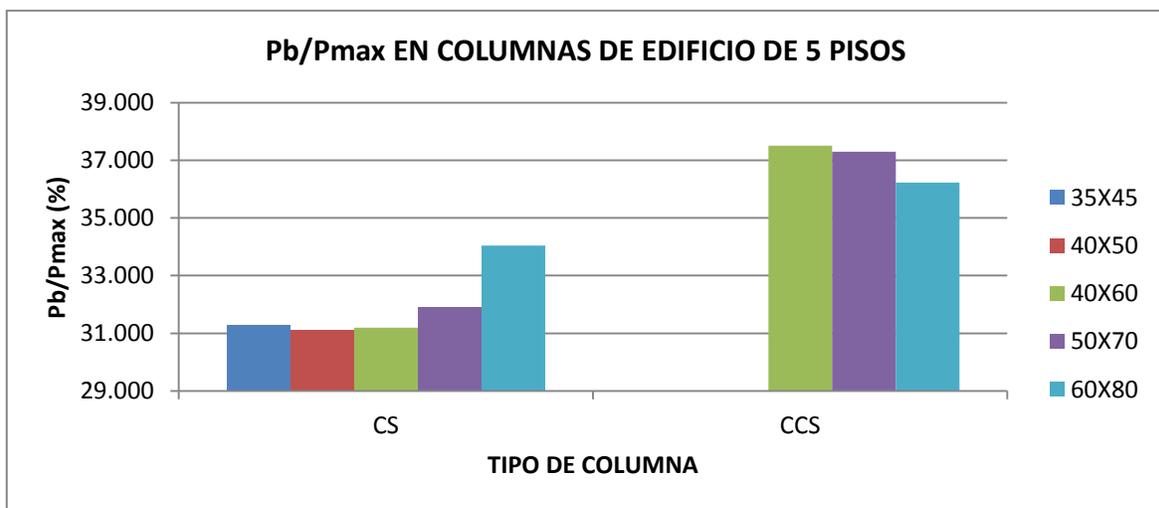
Se observa para CS con $R=3.5$ el área de concreto para edificios de quince pisos es superior con respecto a los demás R de estudio con este criterio, siendo en todos los R de estudio con CS en el primer piso de mayor área de concreto. Para CCS es superior el área de concreto para $R=3.5$ en los cinco primeros pisos con respecto a los demás R de estudio con este criterio. Además para CCS las áreas de concreto son mayores con respecto al CS en todos los R de estudio.



Grafica 6. Área de acero en columnas por nivel en el edificio de 15 pisos.

Fuente: Angola G.

Las áreas de acero con CS son mayores con respecto al CCS. Además en R=3.5 son superiores estas áreas con respecto a R=4.5 y R=6 para cada criterio. En los primeros pisos siempre las áreas de acero son más elevadas comparándolo con sus niveles superiores.

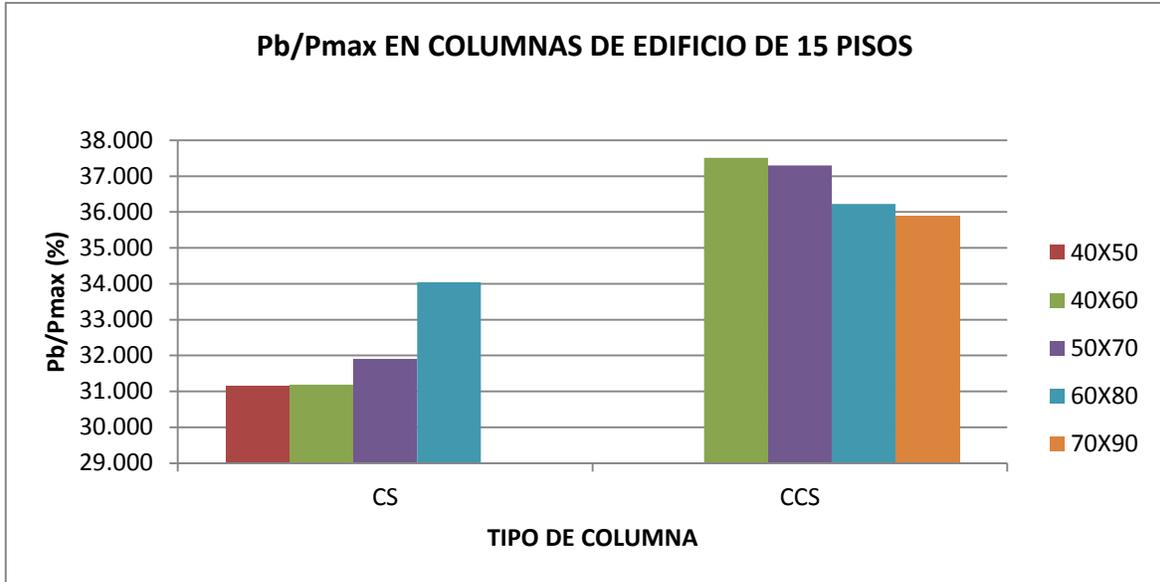


Grafica 7. Límite de la falla frágil y falla fluente de columnas en edificio de 5 pisos.

Fuente: Angola G.



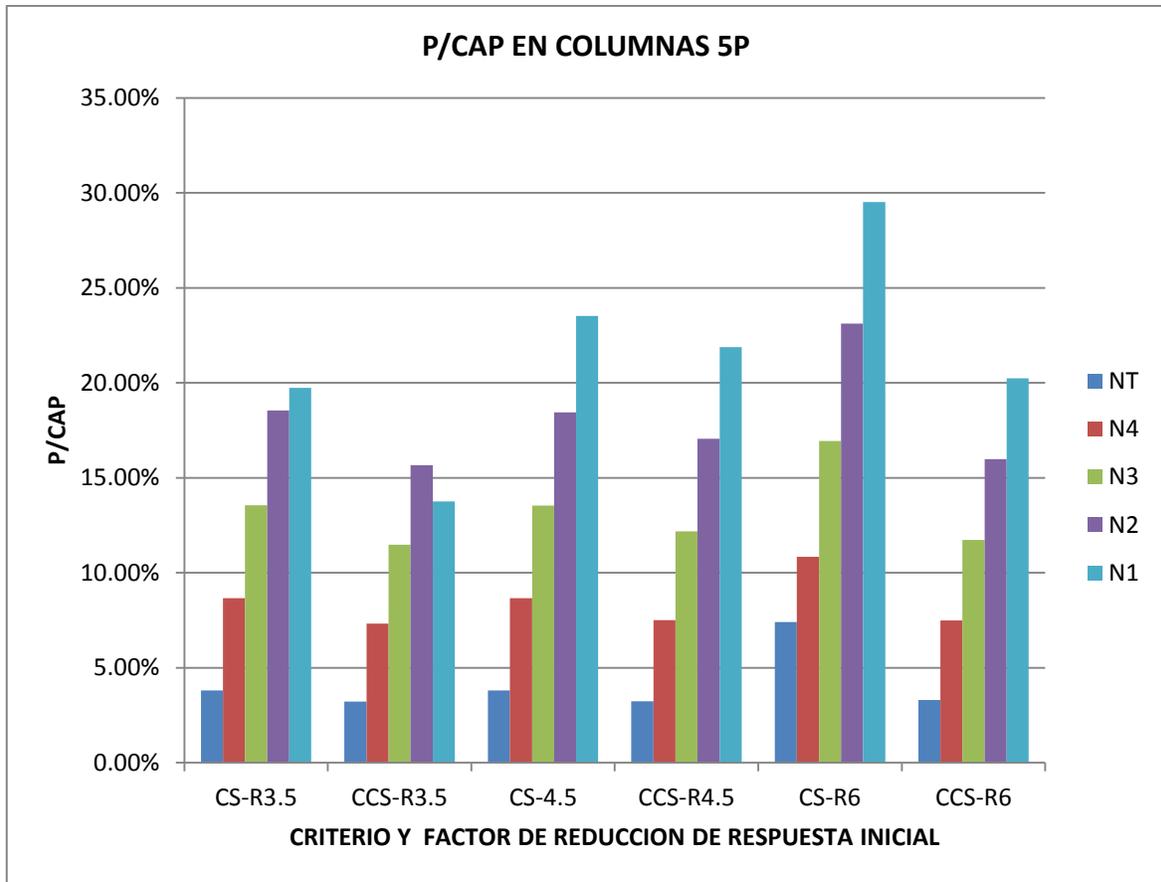
Para los edificios de cinco pisos, el punto de falla balanceada con CS es menor con respecto al CCS, además hay secciones con dimensiones menores en CS comparándolo con CCS.



Grafica 8. Límite de la falla frágil y falla fluente de columnas en edificio de 15 pisos.

Fuente: Angola G.

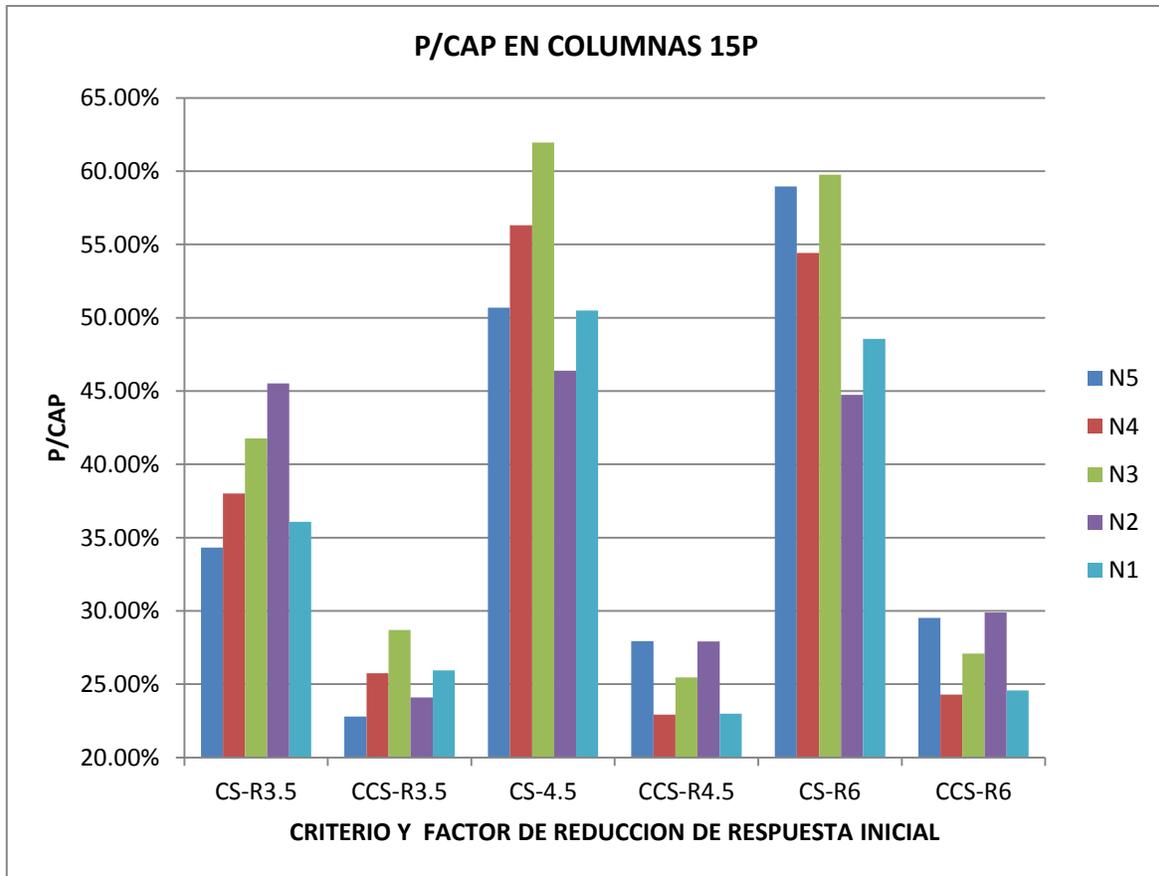
De los edificios de quince pisos, el punto de falla balanceada con CS es menor con respecto al CCS, además hay secciones con dimensiones menores en CS comparándolo con CCS.



Grafica 9. Relación entre la carga axial máxima aplicada y la capacidad de la columna en cada nivel para estructura N°1.

Fuente: Angola G.

Se nota para los edificios de cinco pisos con CS y CCS que las columnas están por debajo de la región de falla balanceada. Donde los valores de la carga axial entre la capacidad de las columnas el CS son mayores en todos los R de estudio comparándolo con CCS.



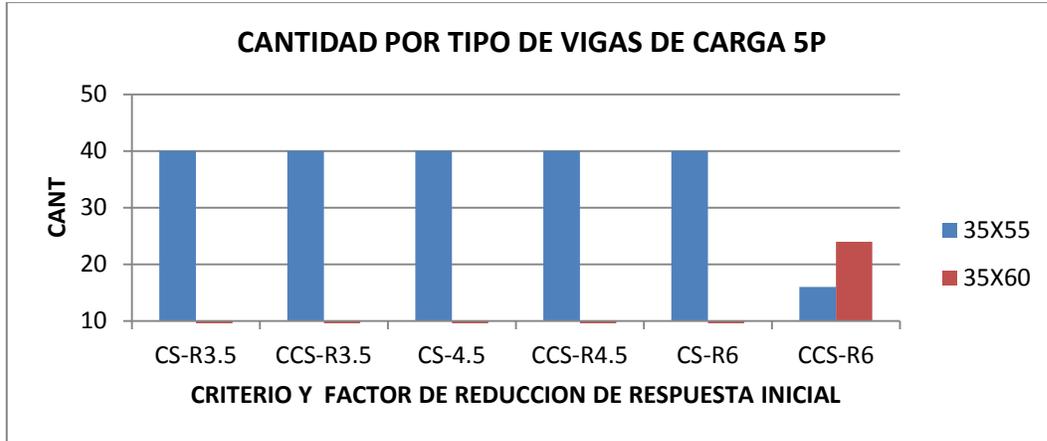
Grafica 10. Relación entre la carga axial máxima aplicada y la capacidad de la columna hasta el nivel 5 para estructura N°2.

Fuente: Angola G.

Se observa que las columnas de los cinco (5) primeros pisos con CS están por encima de la región de falla balanceada (dado por P_b/P_{max}) para los edificios de 15 pisos, siendo el $R=3.5$ el más cercano al punto de falla balanceada. Por otro lado, con el CCS están por debajo de la región de falla balanceada, donde el $R=6$ los valores son los más cercanos a esta región.



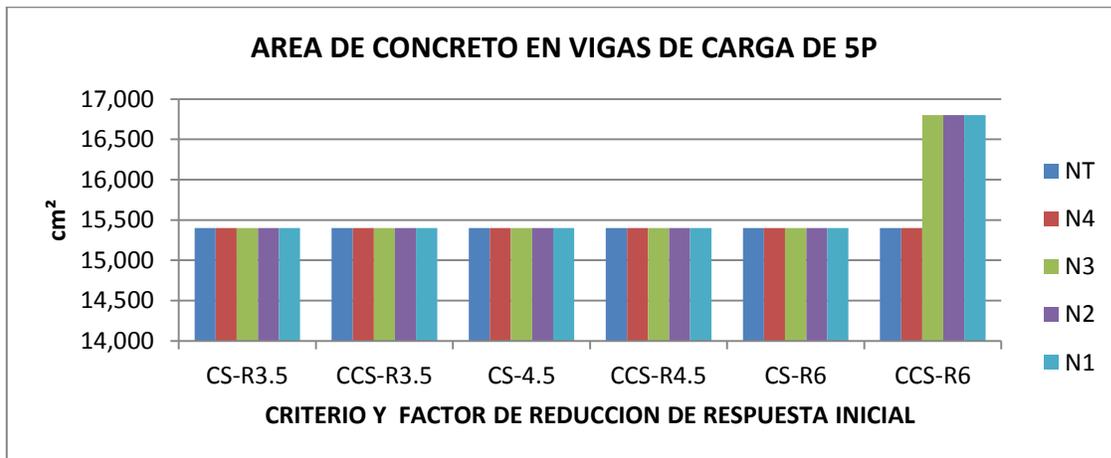
Análisis De Resultados En Vigas



Grafica 11. Cantidad de vigas de carga por sección en edificio de 5 pisos.

Fuente: Angola G.

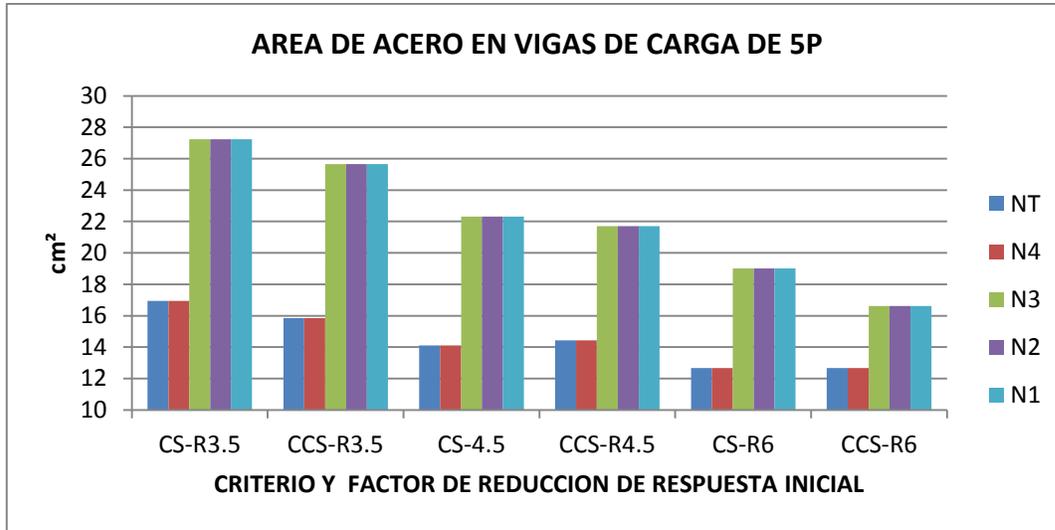
Se nota para el edificio de cinco (5) pisos, que las vigas de carga con CCS en R=6 son de mayor sección.



Grafica 12. Área de concreto en vigas de carga por nivel en el edificio de 5 pisos.

Fuente: Angola G.

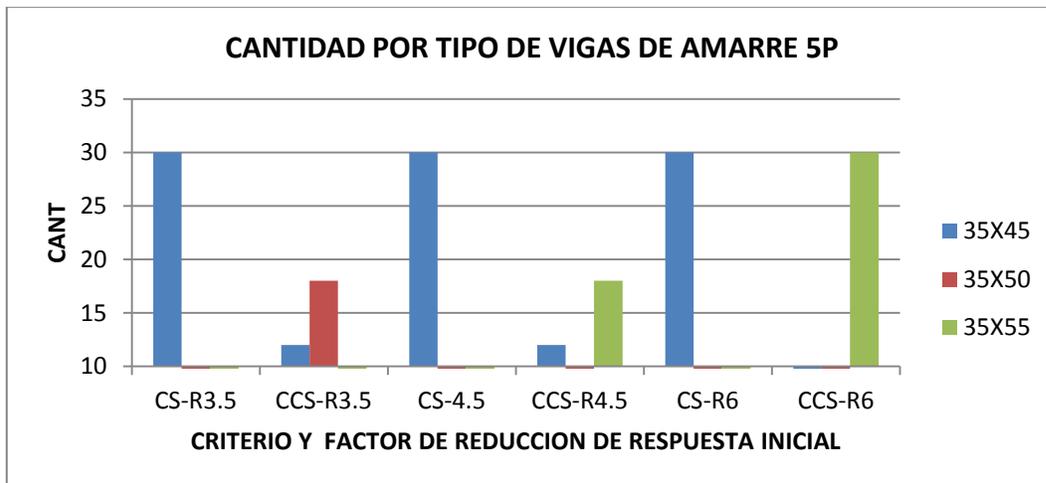
En los tres (3) primeros pisos de las vigas de carga de los edificios de cinco niveles con CCS y R=6 el área de concreto es superior, mientras que en las demás variaciones de estudio no hay cambios.



Grafica 13. Área de acero en vigas de carga por nivel en el edificio de 5 pisos.

Fuente: Angola G.

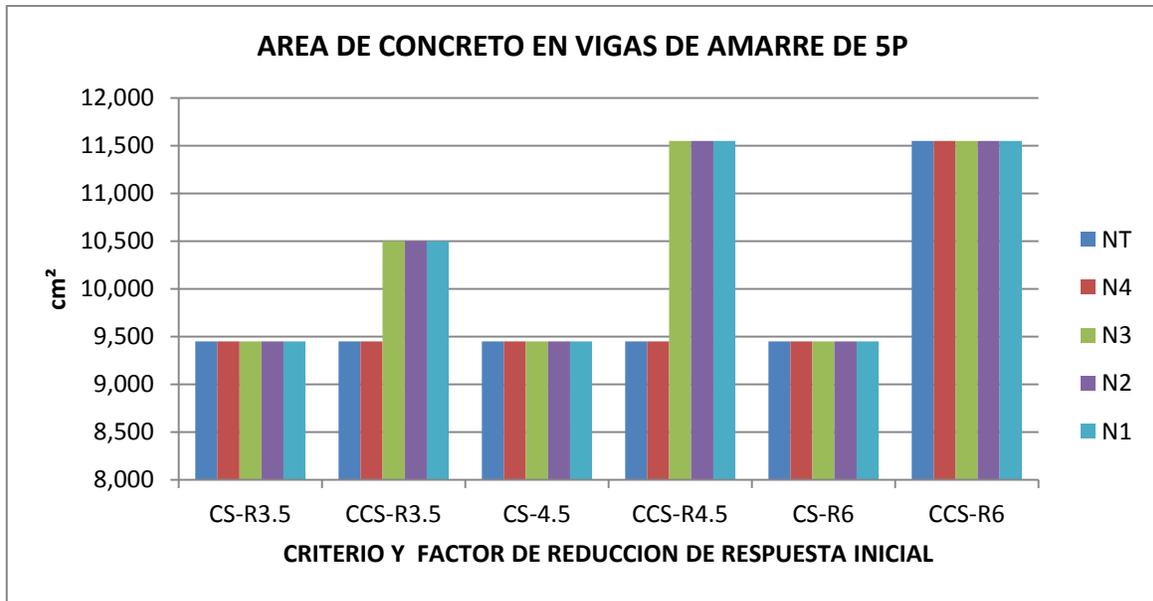
Se observa en las vigas de carga para los edificios de 5 pisos, que ha medida se aumenta el R, el área de acero tiene una tendencia de disminución tanto para CS como para CCS, donde hay una pequeña diferencia entre CS y CCS que tiende a ser menor.



Grafica 14. Cantidad de vigas de amarre por sección en edificio de 5 pisos.

Fuente: Angola G.

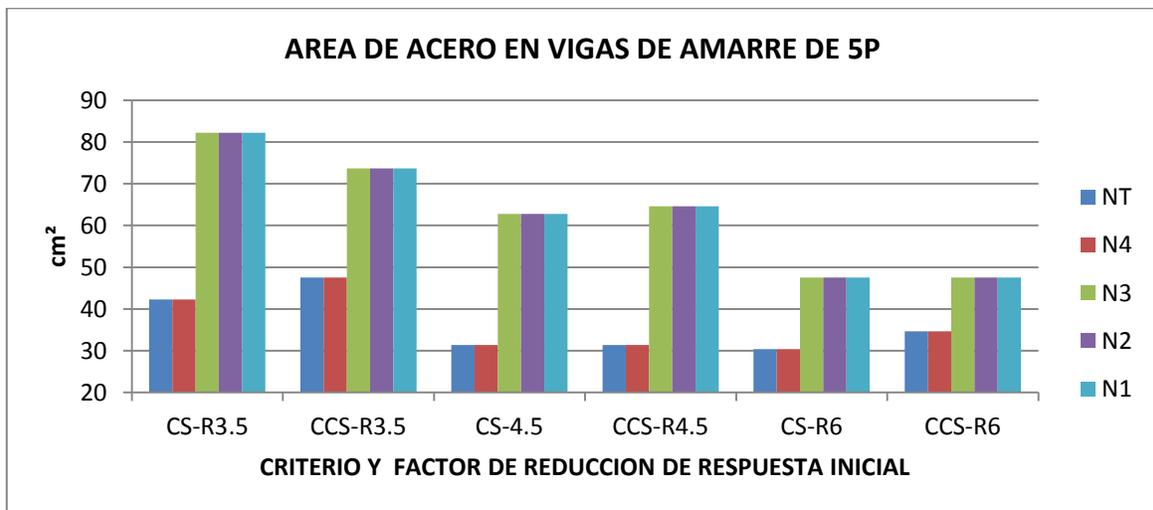
Para las vigas de amarre de los edificios de cinco niveles con CS las secciones se mantienen aun cuando se varié el R de estudio. Mientras que el CCS se ve el aumento de las secciones a medida que se aumenta el R (3.5, 4.5 y 6) estudiado.



Grafica 15. Área de concreto en vigas de amarre por nivel en el edificio de 5 pisos.

Fuente: Angola G.

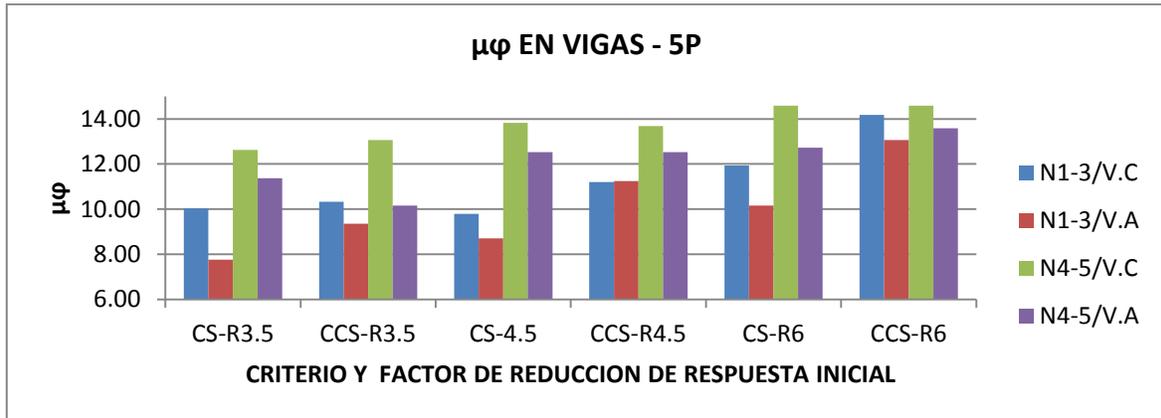
Para los edificios de cinco pisos, las áreas de concreto para las vigas de amarre con CCS aumentan a medida que se aumenta el R (3.5, 4.5 y 6) estudiado, donde el aumento se da para R3.5 y R=4.5 en los primeros tres (3) pisos y para el R=6 en los cinco (5) pisos estudiados. Mientras con CS el área de concreto se mantiene para todos los niveles y R de estudio.



Grafica 16. Área de acero en vigas de amarre por nivel en el edificio de 5 pisos.

Fuente: Angola G.

De las vigas de amarre de los edificios de cinco pisos, se observa una tendencia de disminución del área de acero a medida que se aumenta el R (3.5, 4.5 y 6), además de la diferencia que se aprecia en todos los casos, donde los primeros tres (3) pisos tienen más área de acero que los dos (2) superiores.

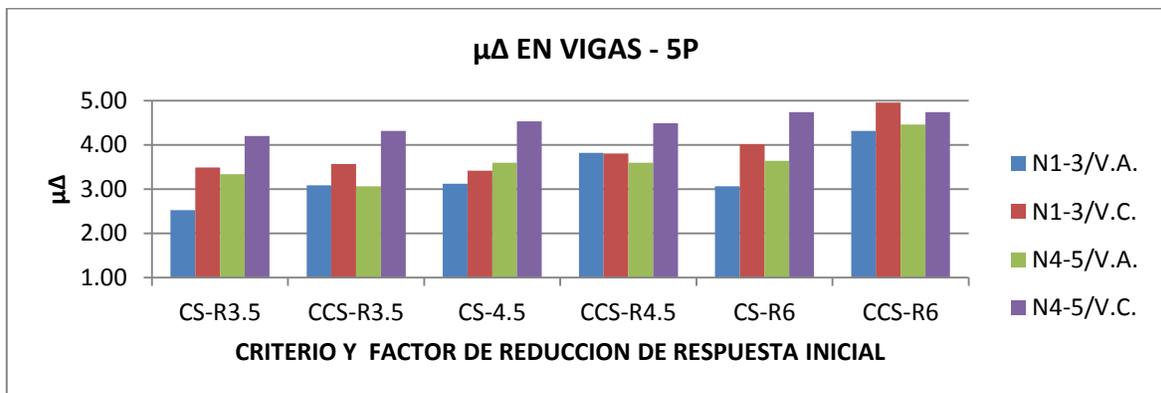


Gráfica 17. Ductilidad local de vigas en edificio de 5 pisos.

Fuente: Angola G.

Para los edificios de 5 niveles, se observa que los requerimientos de ductilidad local para vigas de carga son mayores en los primeros niveles de los edificios con CCS comparándolo con CS, además del aumento de ductilidad a medida que se aumenta el R (3.5, 4.5 y 6) de estudio, esto debido a que el R determina la demanda de ductilidad.

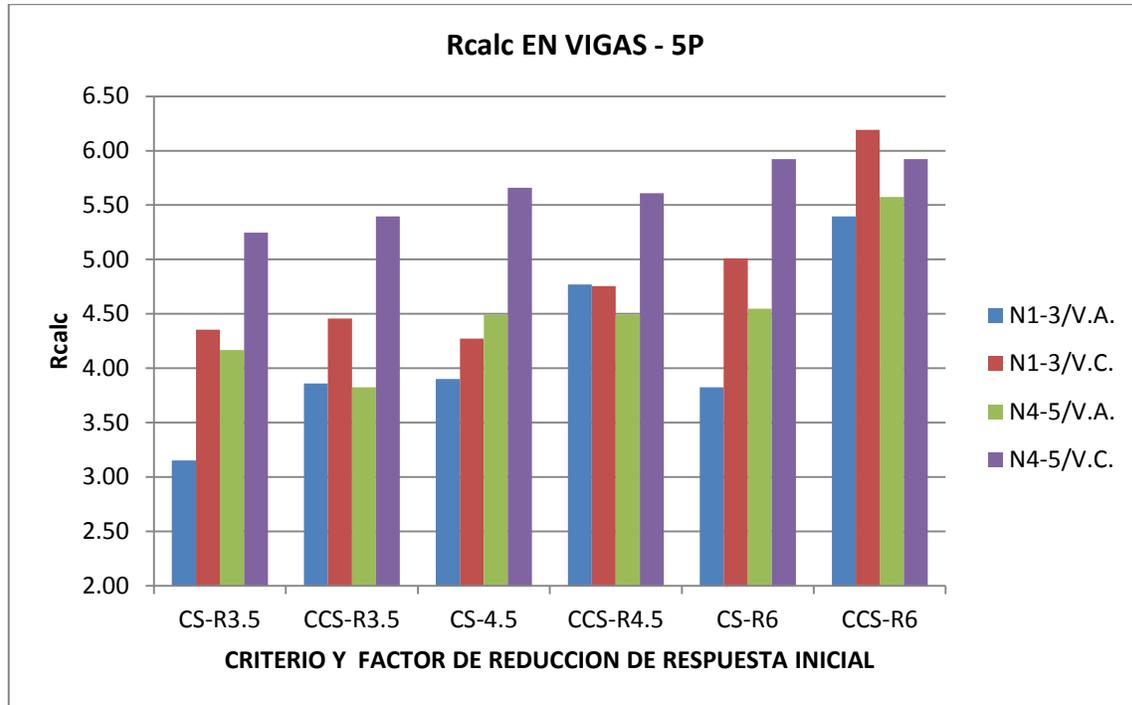
Se puede notar como la ductilidad local de la viga de amarre para CS es siempre inferior a la viga de carga en los primeros tres (3) pisos.



Gráfica 18. Ductilidad global capaz de desarrollar las vigas en edificio de 5 pisos.

Fuente: Angola G.

Se ve una relación para las vigas de los edificios de cinco pisos, entre la ductilidad local de las vigas con la ductilidad global que son capaces de desarrollar los elementos.

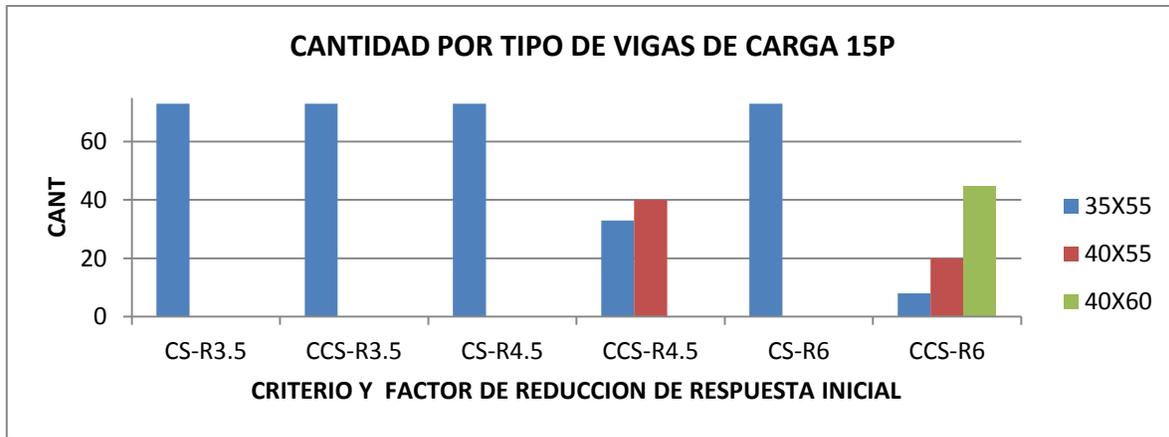


Grafica 19. Factor de reducción de respuesta (R) calculado que pueden llevar acabo las vigas del edificio de 5 pisos.

Fuente: Angola G.

Se nota la relación que tienen las ductilidades locales ($\mu\phi$) con las globales ($\mu\Delta$) y el R_{calc} , ya que estos parámetros tienen una relación entre ella, al aumentar la ductilidad local, se aumenta la ductilidad global y así mismo el R que es capaz de generar la estructura a partir de estos elementos.

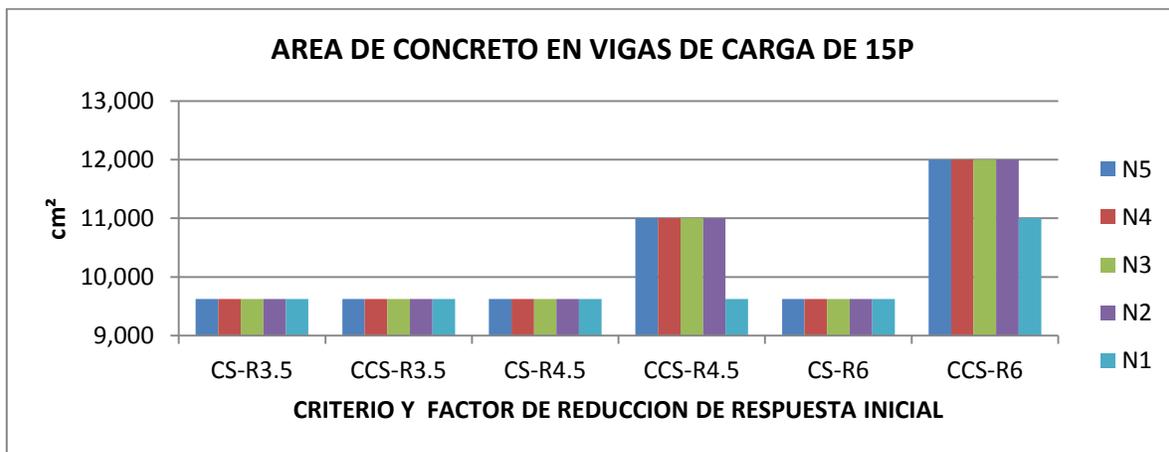
Se puede observar en general que el R en los primeros pisos para CS es menor al CCS, siendo los de CS en las vigas de amarre inferiores al R en estudio, donde es notorio la diferencia en $R=6$.



Grafica 20. Cantidad de vigas de carga por sección en edificio de 15 pisos.

Fuente: Angola G.

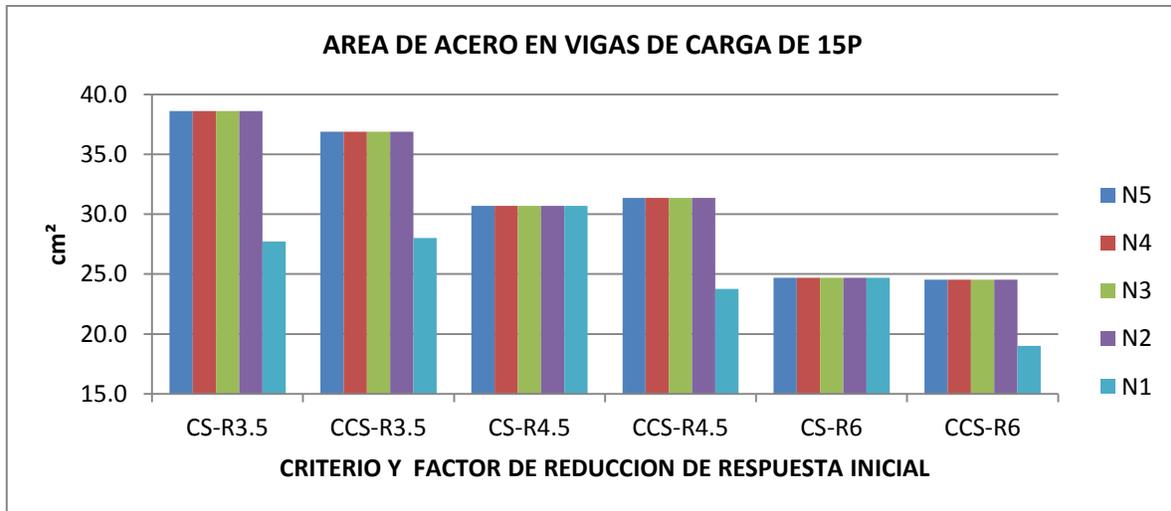
Se nota para el edificio de quince (15) pisos, que las vigas de carga con CCS en R=3.5 son de igual sección al CS, mientras que a medida que se aumenta el R de estudio (4.5 y 6) las secciones con CCS son mayores comparándolo con CS (que se mantienen constantes).



Grafica 21. Área de concreto en vigas de carga por nivel en el edificio de 15 pisos.

Fuente: Angola G.

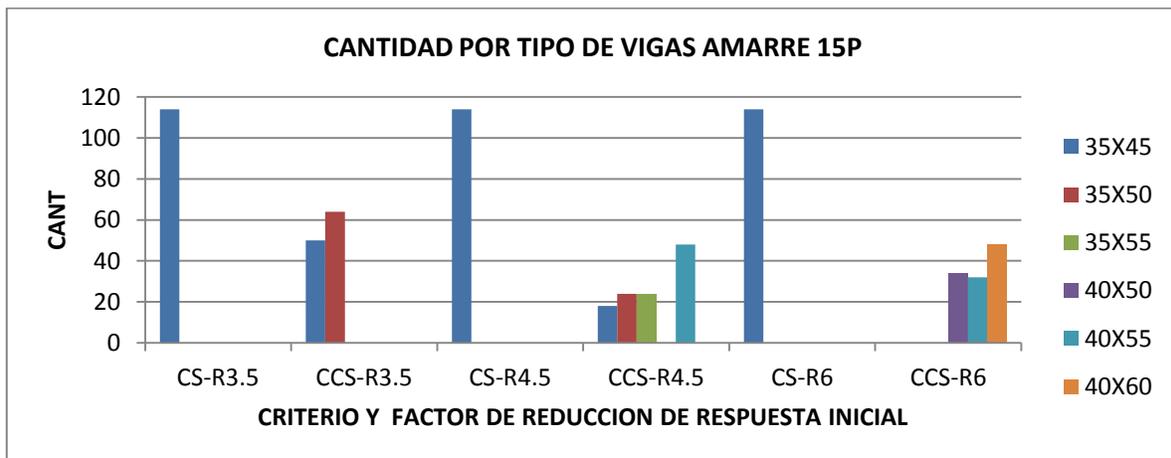
De los edificios de quince pisos con R=4.5 y R=6 del CCS las áreas de concreto de las vigas de carga son mayores al ir aumentando el R de estudio con respecto al CS. Además en los niveles 2, 3, 4 y 5 las áreas de concreto son mayores al nivel 1 en el caso CCS, mientras que para CS las áreas de concreto se mantienen para todos los niveles y los R de estudio.



Grafica 22. Área de acero en vigas de carga por nivel en el edificio de 15 pisos.

Fuente: Angola G.

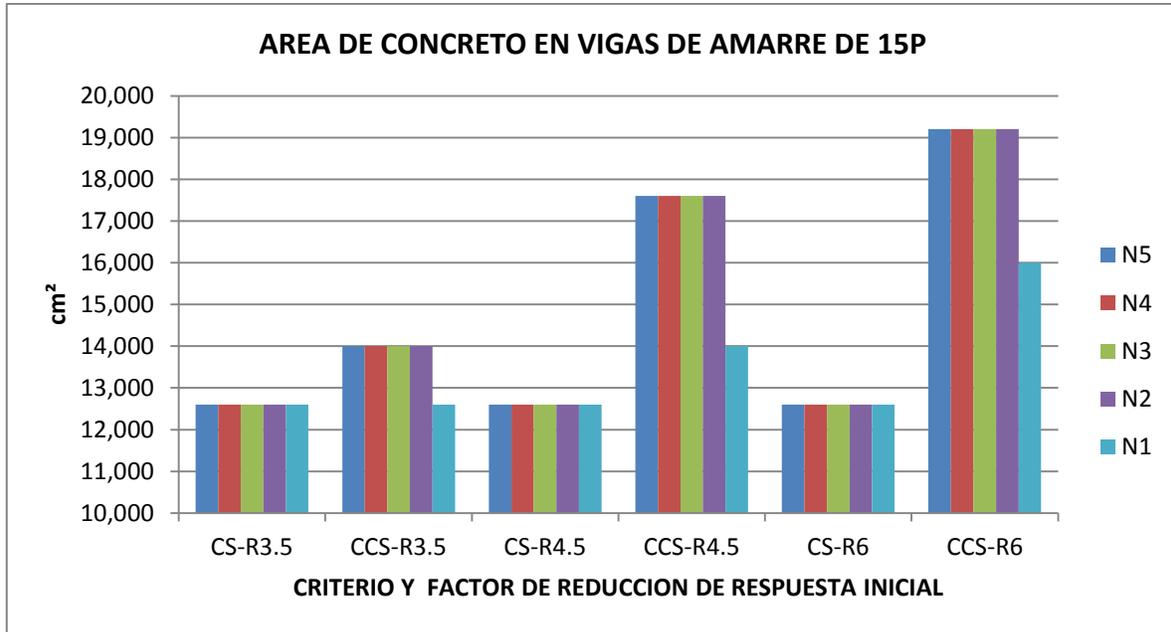
Para las vigas de carga en los edificios de quince pisos, hay una tendencia de disminución de área de acero al ir aumentando el R de estudio (3.5, 4.5 y 6) tanto para CS como CCS, siendo el primer piso en la mayoría de casos (excepto CS R=4.5 y 6) el área de acero inferior a los niveles siguientes.



Grafica 23. Cantidad de vigas de amarre por sección en edificio de 15 pisos.

Fuente: Angola G.

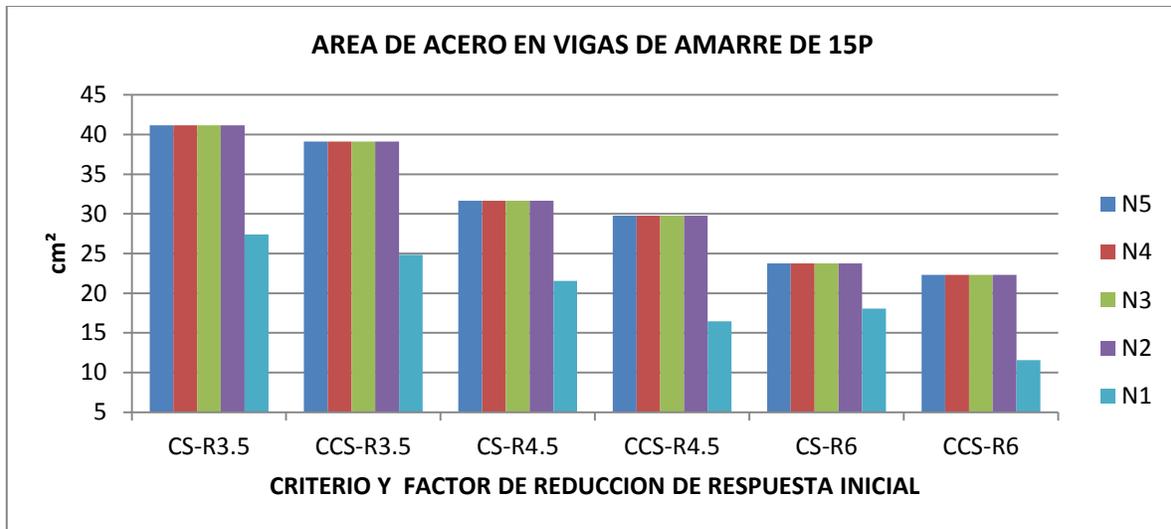
Se observa de las vigas de amarre de los edificios de quince pisos, las secciones se mantienen iguales con CS, mientras para el CCS las secciones aumentan de tamaño a medida que se aumenta el R de estudio.



Grafica 24. Área de concreto en vigas de amarre por nivel en el edificio de 15 pisos.

Fuente: Angola G.

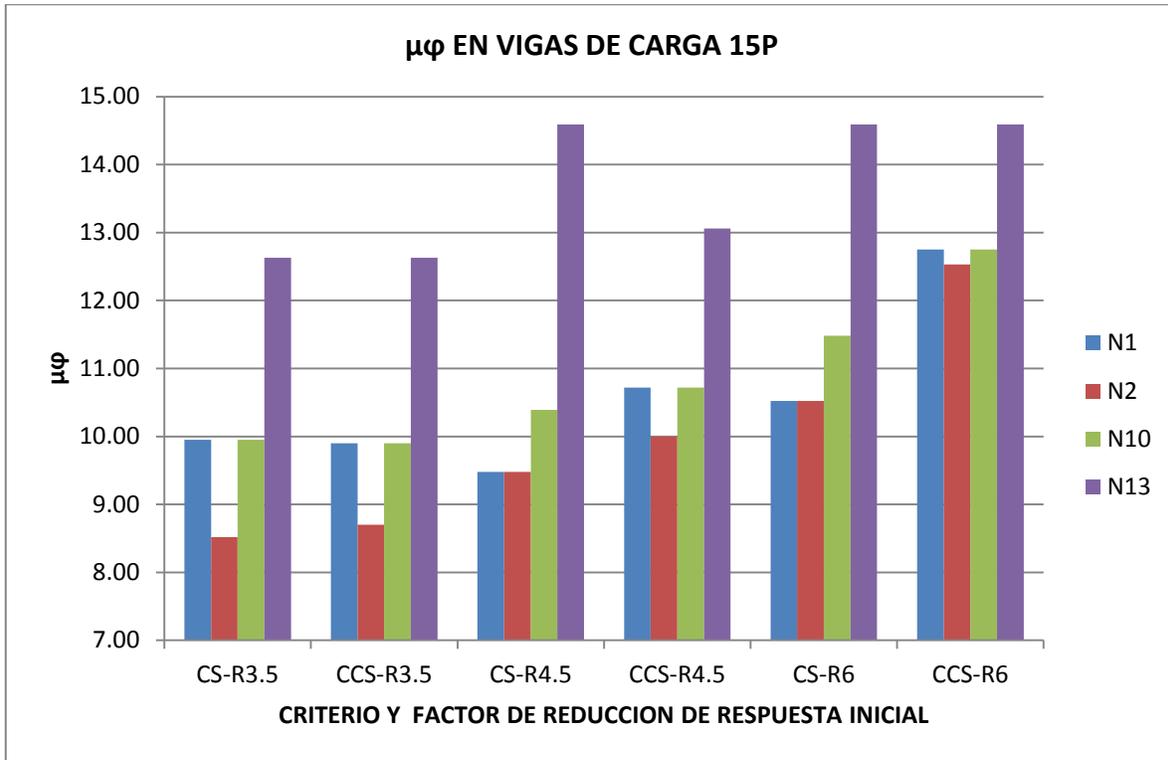
De los edificios de quince pisos en las vigas de amarre, las áreas de concreto mayores con CCS comprándolo con CS en todos los R de estudio, donde el área de concreto para CCS aumenta a medida que se aumenta el R (3.5, 4.5 y 6); ya que los requerimientos son superiores, porque el R determina la demanda de estos.



Grafica 25. Área de acero en vigas de amarre por nivel en el edificio de 15 pisos.

Fuente: Angola G.

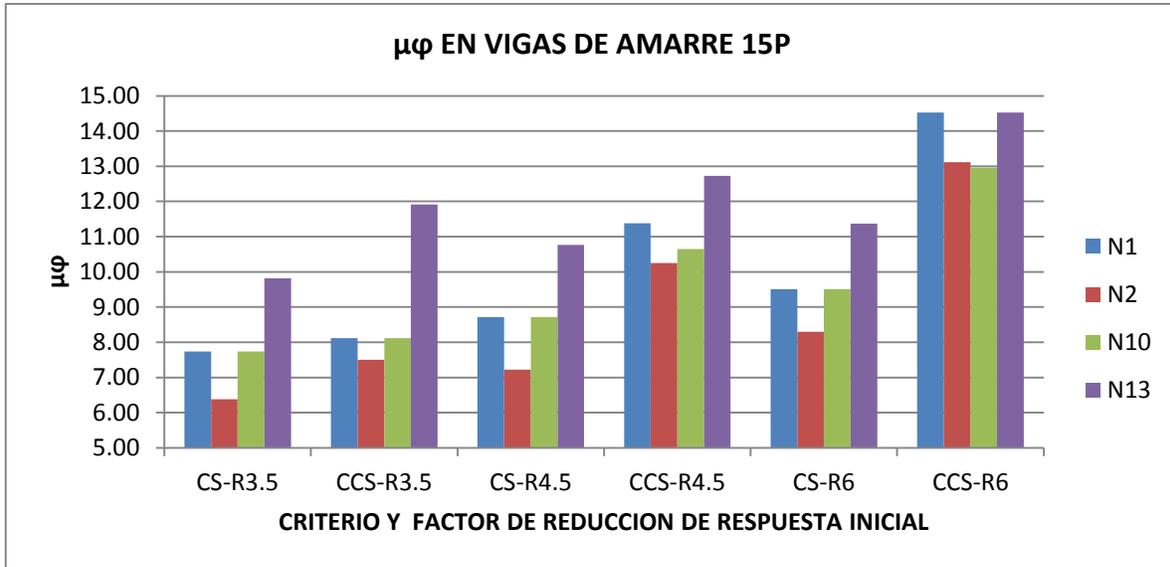
Se ve en las vigas de amarre de los edificios de quince pisos, una tendencia de disminución de área de acero al ir aumentando el R de estudio (3.5, 4.5 y 6) tanto para CS como CCS, este valor en el primer piso es inferior a los niveles siguientes en todos los casos. Además es de notar que las áreas de acero con CS son superiores al CCS en el R respectivo.



Grafica 26. Ductilidad local de vigas de carga en edificio de 15 pisos.

Fuente: Angola G.

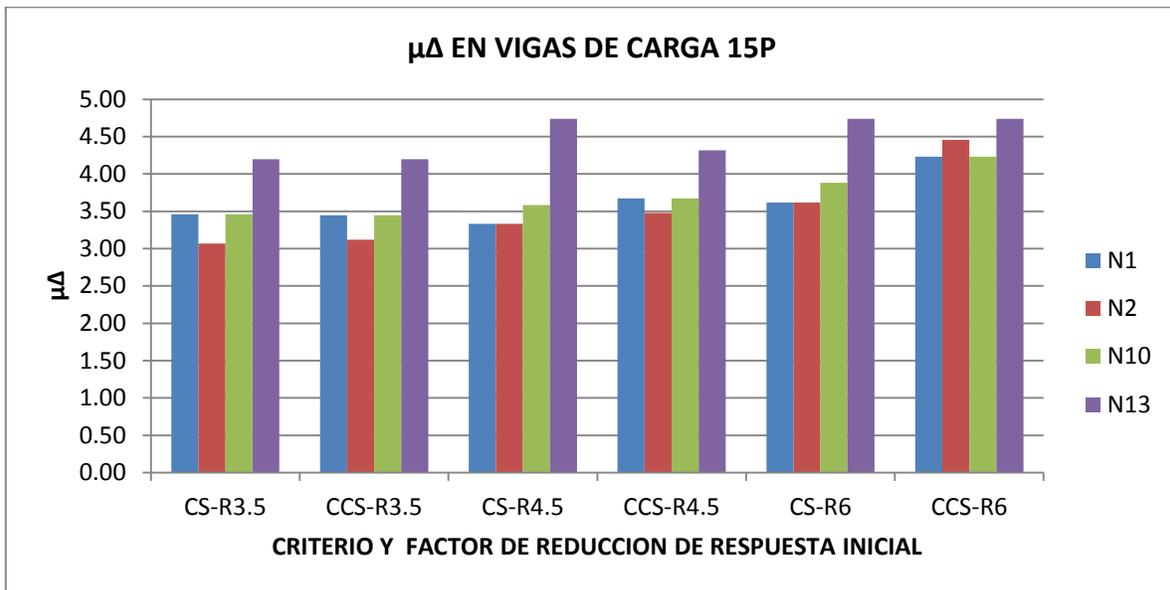
Se observa que la ductilidad local para las vigas de carga de los edificios de quince pisos, tienen una tendencia semejante entre CS y CCS para R=3.5, no así para R=4.5 ni R=6, donde se aprecia que la ductilidad local de CCS es superior al CS en los niveles del 1 al 12 de forma general.



Grafica 27. Ductilidad local de vigas de amarre en edificio de 15 pisos.

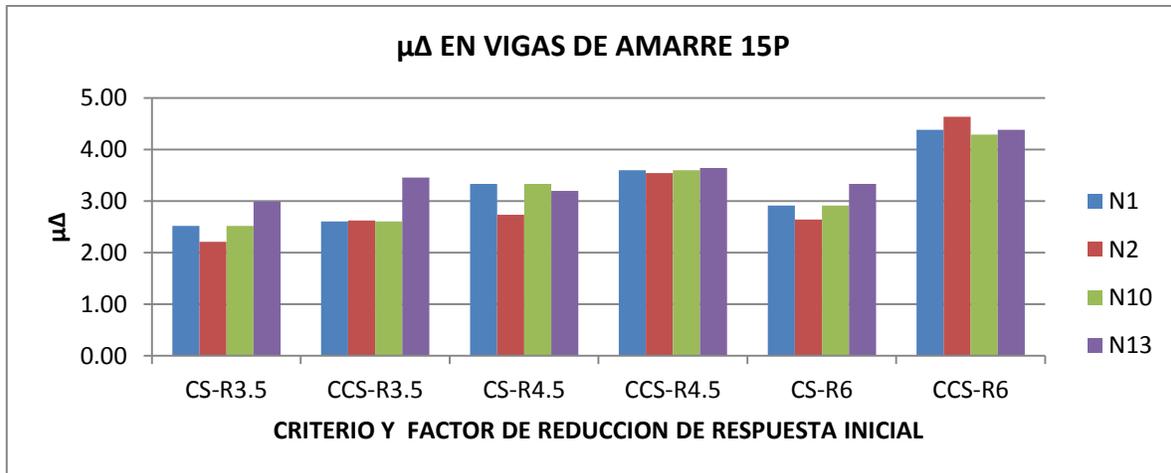
Fuente: Angola G.

La ductilidad local de las vigas de amarre de los edificios de quince pisos aumenta en forma general comparando el CS con el CCS para todos los R de estudio.



Grafica 28. Ductilidad global capaz de desarrollar las vigas de carga en edificio de 15 pisos.

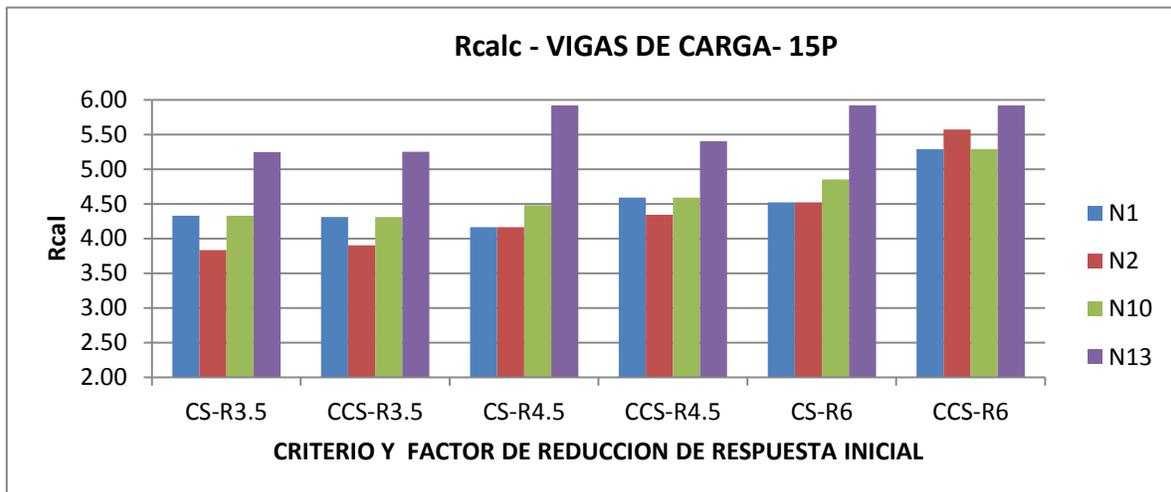
Fuente: Angola G.



Grafica 29. Ductilidad global capaz de desarrollar las vigas de amarre en edificio de 15 pisos.

Fuente: Angola G.

Se ve una relación entre la ductilidad local y la ductilidad global que son capaces de desarrollar las vigas de amarre y las vigas de carga de los edificios de quince pisos.

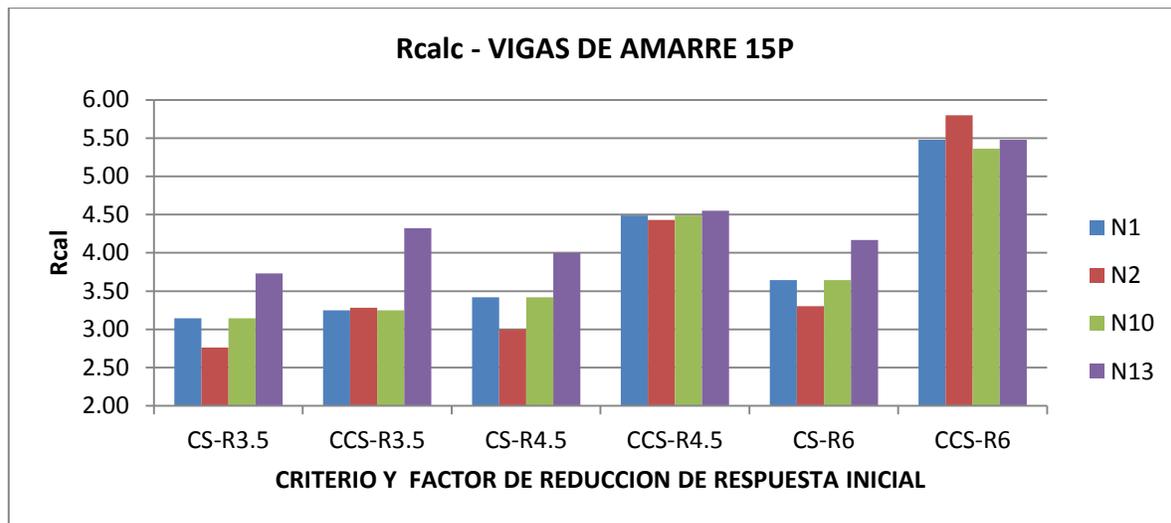


Grafica 30. Factor de reducción de respuesta (R) calculado que pueden llevar acabo las vigas de carga del edificio de 15 pisos.

Fuente: Angola G.

Se puede notar de las vigas de carga de los edificios de quince niveles, la relación que tienen las ductilidades locales ($\mu\phi$) con las globales ($\mu\Delta$) y el R_{calc} , ya que estos parámetros tienen una relación entre ellos, al aumentar la ductilidad local, se aumenta la ductilidad global y así mismo el R que es capaz de desarrollar la estructura a partir de las vigas.

Se observa una tendencia semejante del R_{calc} entre CS y CCS para $R=3.5$ y $R=4.5$, para $R=6$ es apreciable la diferencia del CCS por encima del CS en los niveles del uno (1) al doce).



Grafica 31. Factor de reducción de respuesta (R) calculado que pueden llevar acabo las vigas de amarre del edificio de 15 pisos.

Fuente: Angola G.

La tendencia que se puede apreciar del R_{calc} con CS es menor al CCS de forma general, siendo esta diferencia más notoria a medida que aumenta el R estudiado (3.5, 4.5 y 6) en todos los niveles de la estructura para las vigas de amarre de los edificios de quince pisos.

Información Obtenida Del Análisis No Lineal Estático

En las próximas figuras se observa una gráfica al lado izquierdo, la cual es la gráfica del Pushover del ANLE; al lado derecho hay una gráfica de las rotulas plásticas de la estructura



desarrolladas al desplazamiento máximo permitido por norma o el máximo antes de colapso.

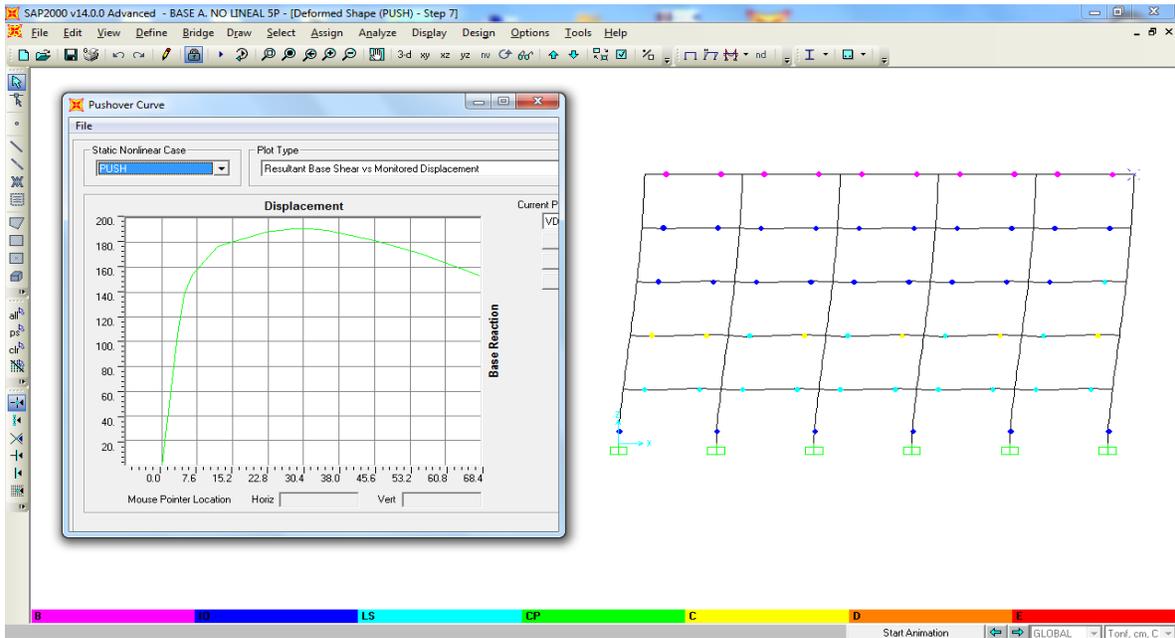


Figura 96. ANLE de edificio de 5 pisos con CS y $R=3.5$.

Fuente: Angola G.

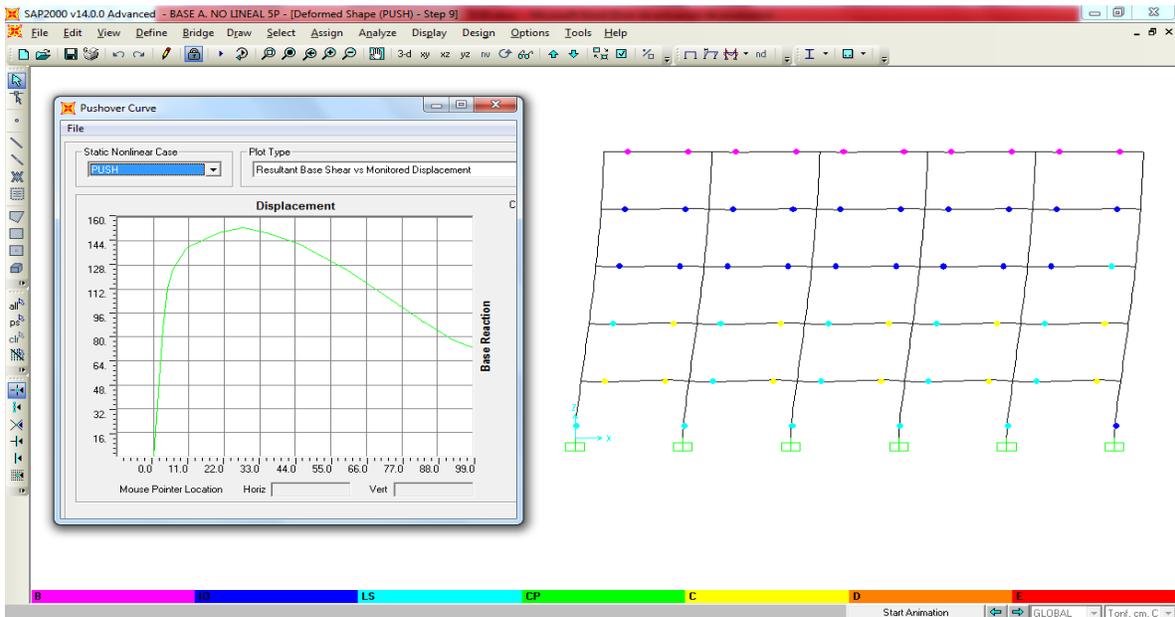


Figura 97. ANLE de edificio de 5 pisos con CS y $R=4.5$.

Fuente: Angola G.

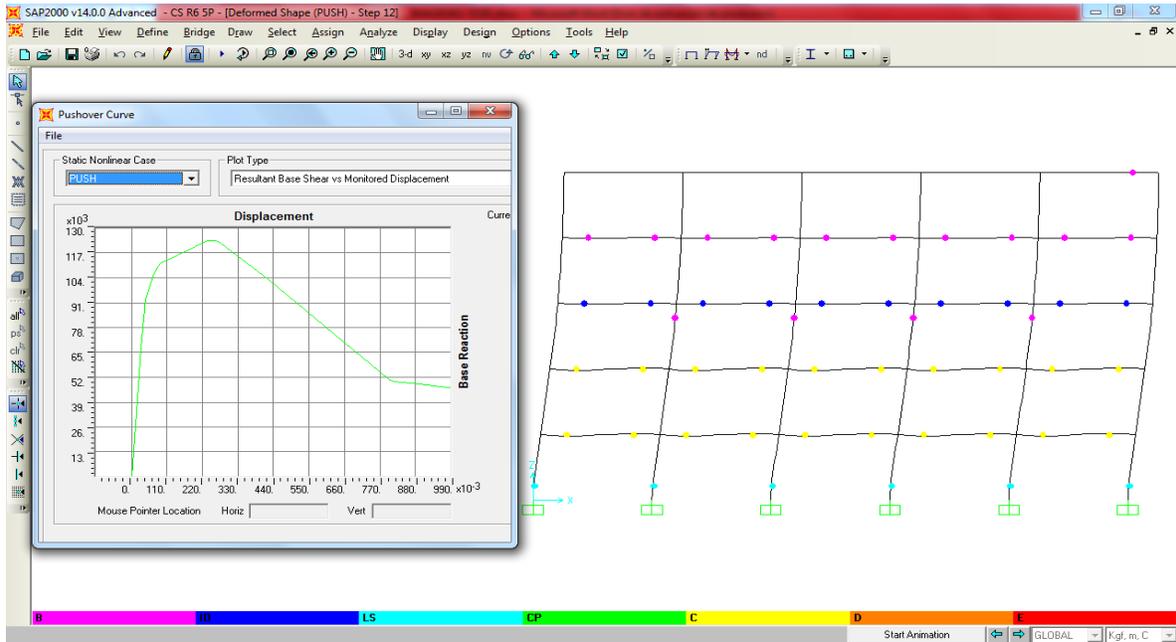


Figura 98. ANLE de edificio de 5 pisos con CS y R=6.

Fuente: Angola G.

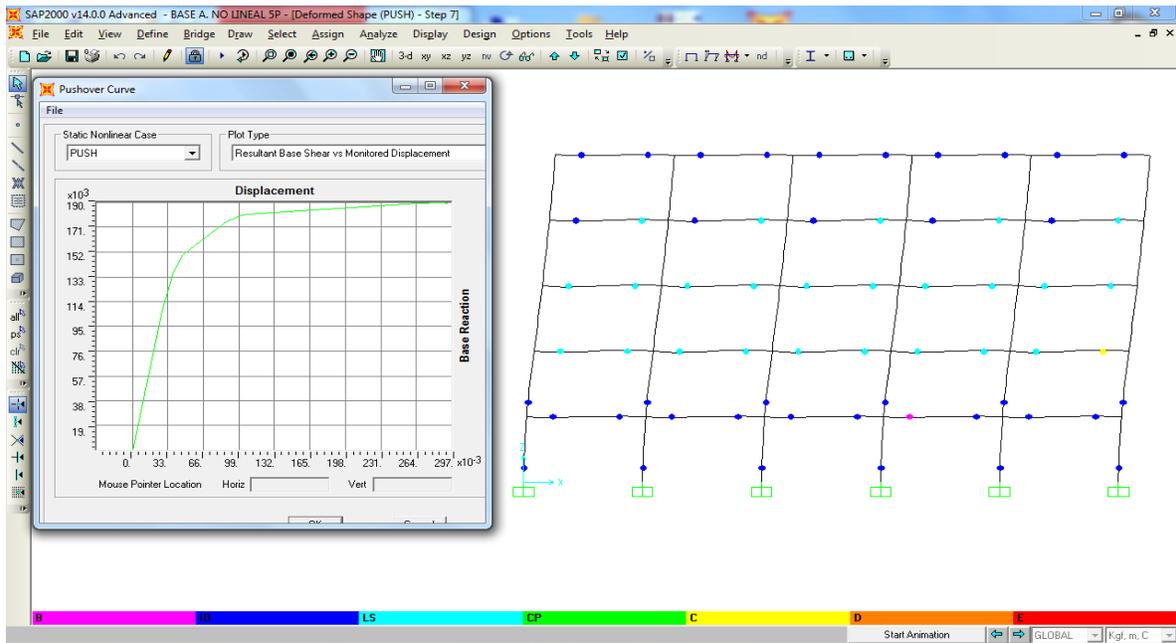


Figura 99. ANLE de edificio de 5 pisos con CCS y R=3.5.

Fuente: Angola G.

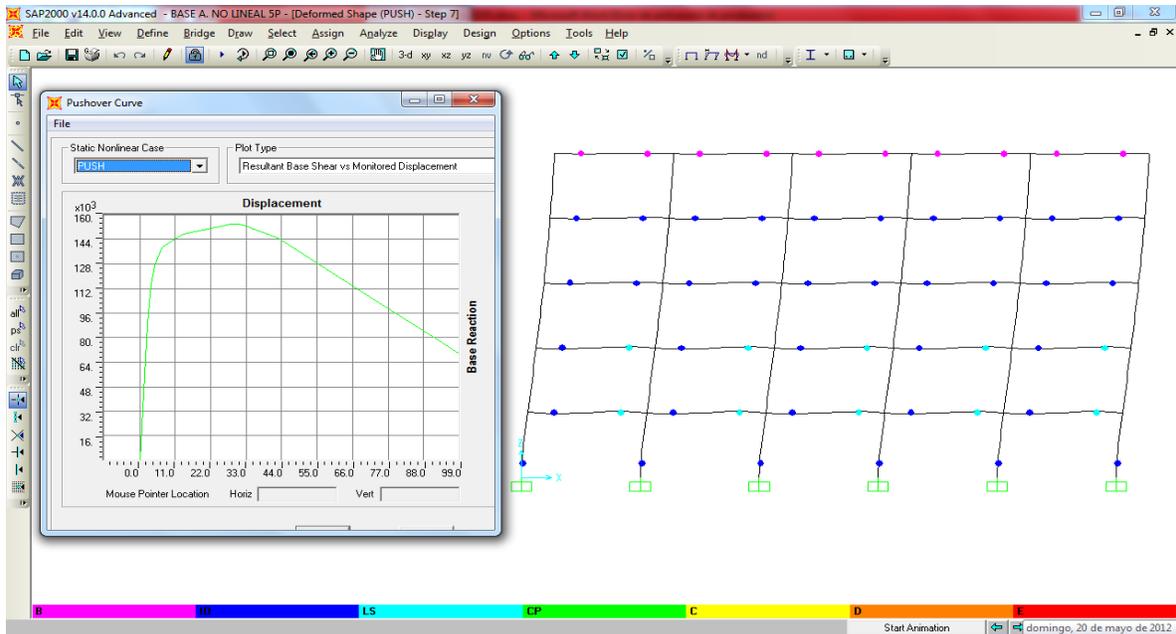


Figura 100. ANLE de edificio de 5 pisos con CCS y R=4.5.

Fuente: Angola G.

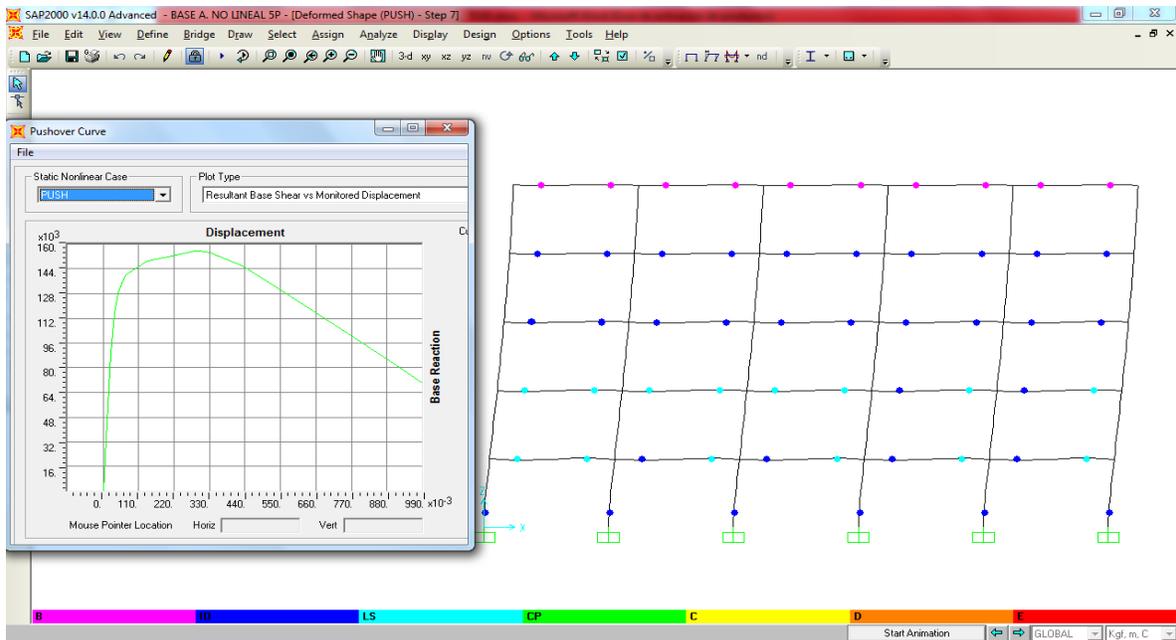


Figura 101. ANLE de edificio de 5 pisos con CCS y R=6.

Fuente: Angola G.

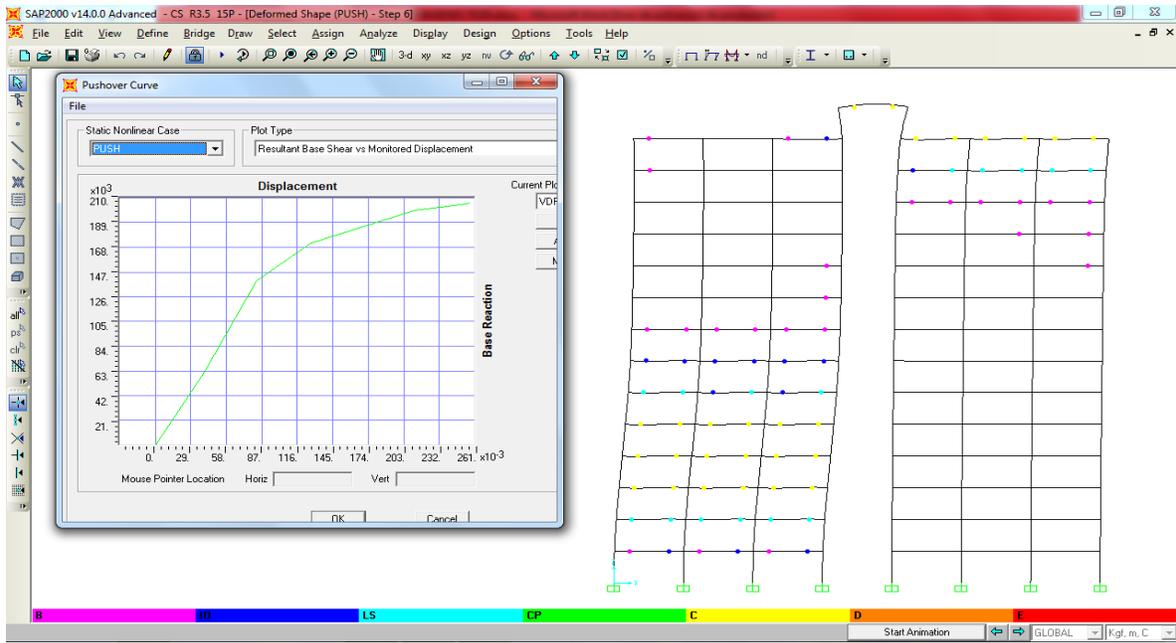


Figura 102. ANLE de edificio de 15 pisos con CS y R=3.5.

Fuente: Angola G.

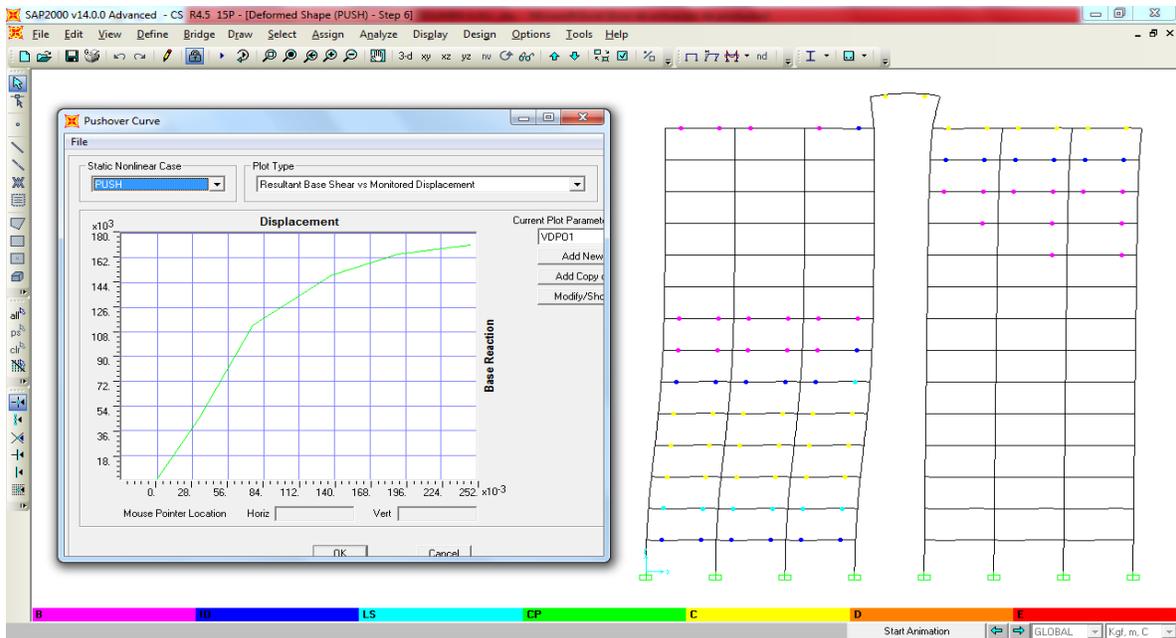


Figura 103. ANLE de edificio de 15 pisos con CS y R=4.5.

Fuente: Angola G.

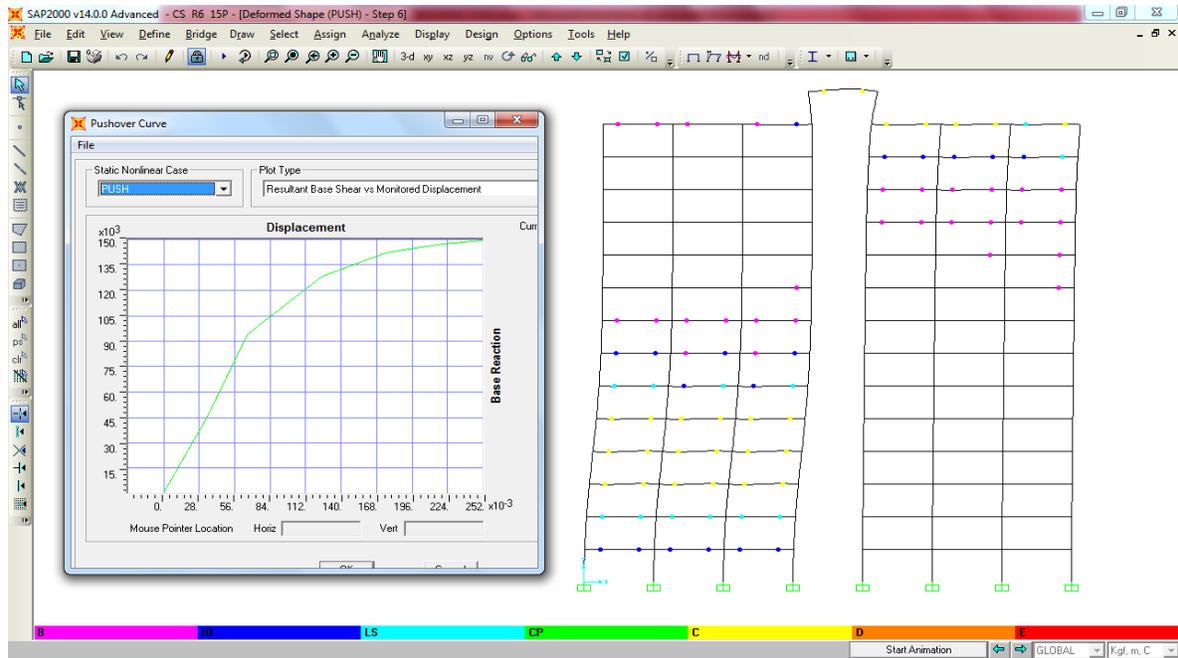


Figura 104. ANLE de edificio de 15 pisos con CS y R=6.

Fuente: Angola G.

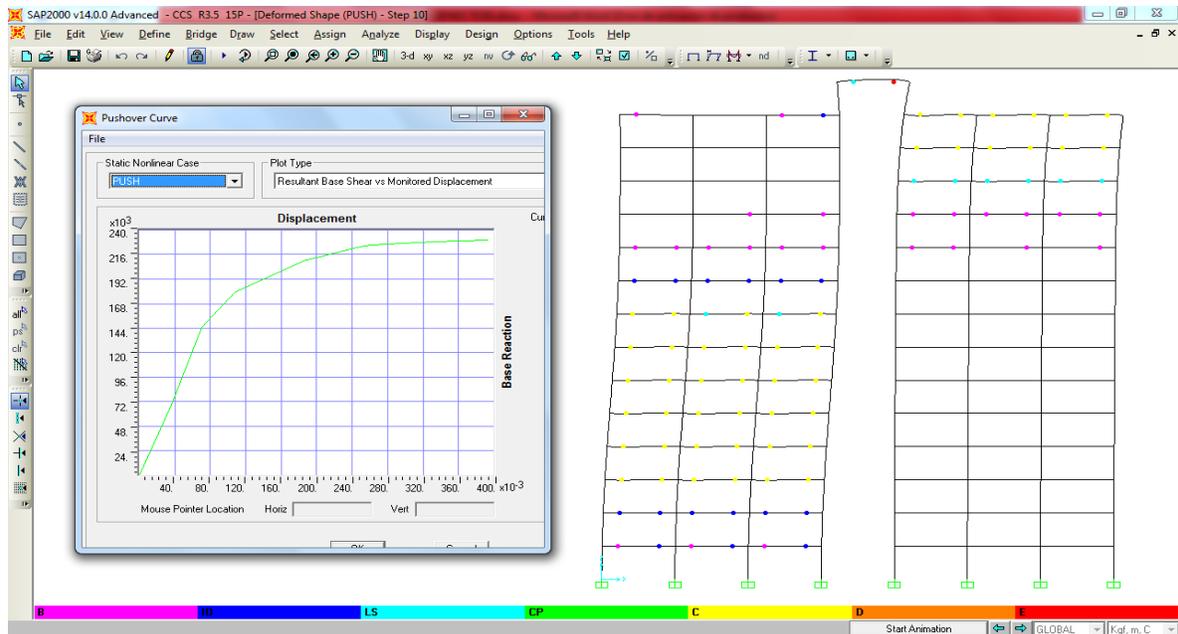


Figura 105. ANLE de edificio de 15 pisos con CCS y R=3.5.

Fuente: Angola G.

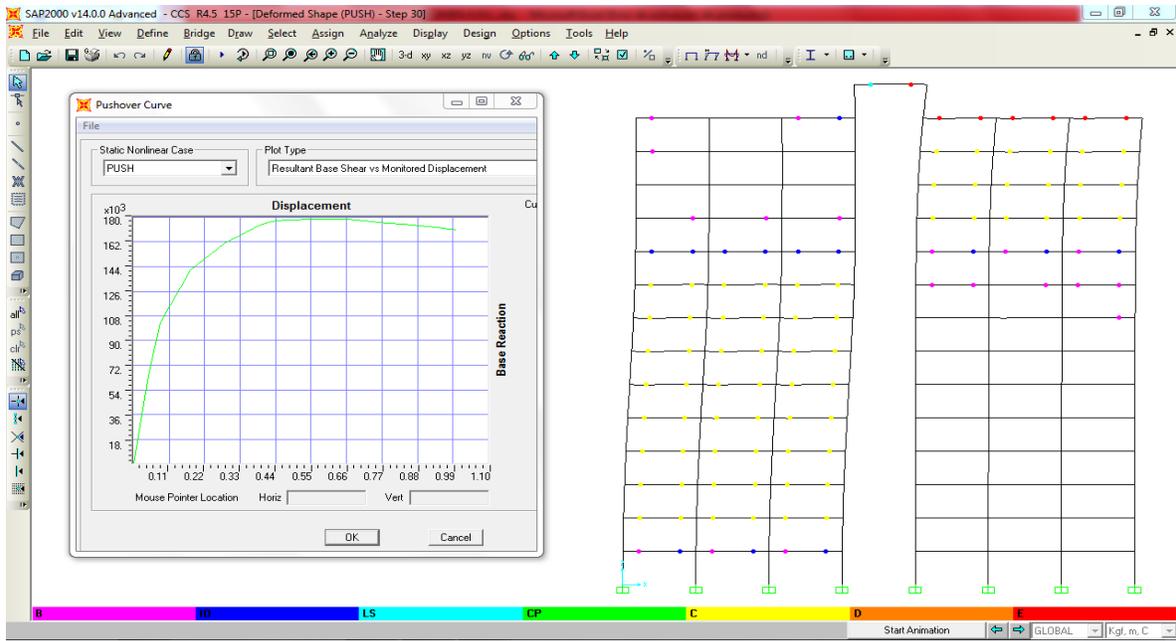


Figura 106. ANLE de edificio de 15 pisos con CCS y R=4.5.

Fuente: Angola G.

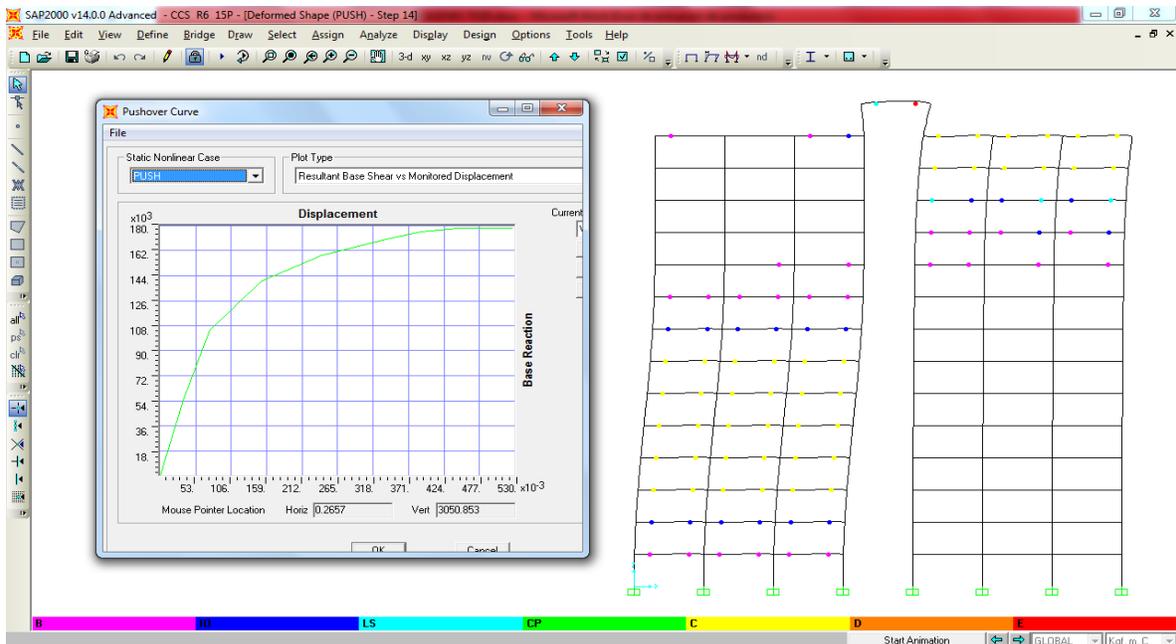


Figura 107. ANLE de edificio de 15 pisos con CCS y R=6.

Fuente: Angola G.



RESULTADOS DEL ANALISIS NO LINEAL ESTATICO

EDIF.	CRITERIOR	R ANA.	CEDENTE	ULTIMO	μ	R
5P	CS	3.5	0.0458	0.278	6.07	7.59
		4.5	0.0405	0.260	6.42	8.02
		6	0.0405	0.237	5.85	7.31
5P	CCS	3.5	0.0361	0.277	7.67	9.59
		4.5	0.0350	0.285	8.14	10.18
		6	0.0320	0.294	9.19	11.48
15P	CS	3.5	0.0840	0.256	3.05	3.81
		4.5	0.0755	0.247	3.27	4.09
		6	0.0660	0.249	3.77	4.72
15P	CCS	3.5	0.0703	0.392	5.58	6.97
		4.5	0.0853	0.549	6.44	8.05
		6	0.0493	0.477	9.68	12.09

Tabla 38. Tabla de resultados del Análisis No Lineal Estático de las dos estructuras estudiadas con sus diferentes criterios y R de análisis.

Fuente: Angola G.



CAPITULO V

CONCLUSIONES

1. Se puede determinar la ductilidad global de forma empírica y aproximada de un sistema estructural aporticado resistente a momento de concreto armado, a partir de la ductilidad de sus elementos vigas para estructuras con simetría en el plano; ya que estas ductilidades tienen una relación intrínseca entre ellas, donde a mayor ductilidad local se observa mayor ductilidad global capaz de desarrollar la sección.
2. Existe una relación importante entre el factor de reducción de respuesta y la ductilidad global, que a su vez está relacionada con la ductilidad local de los elementos (vigas) de una estructura aporticada resistente a momento de concreto armado. Debido a que estos parámetros indican la capacidad de disipación de energía mediante deformación que tiene el elemento.
3. Existen factores que influyen en la estimación la ductilidad local en vigas: el tipo y cantidad de acero de la sección con respecto al área de concreto (cuantía), las dimensiones de la sección, el confinamiento del elemento mediante estribos, las características del concreto y el acero, la distribución del acero a tracción y compresión.
4. Los factores que influyen en la estimación la ductilidad local en columnas son: el tipo y cantidad de acero de la sección con respecto al área de concreto (cuantía), la distribución del acero a tracción y compresión, las dimensiones de la sección, el nivel de la carga axial aplicada, el confinamiento del elemento mediante ligaduras o zunchos, las características del concreto y el acero.
5. Las columnas pueden desarrollar ductilidades locales muy menores con respecto a la capacidad de las vigas, y a su vez pasa lo mismo con la ductilidad global del sistema que son capaces de desarrollar estos elementos, esto debido a la carga axial; por estas razones, los elemento fusibles en una estructura son las vigas, aun cuando



es necesario que las columnas tengan un comportamiento adecuado aunque poco dúctil ante un evento sísmico.

6. El comportamiento de una estructura depende de muchos factores, entre ellos, los nodos, ya que estos elementos son los que conectan las vigas y columnas; y debe darse el comportamiento de columna fuerte y viga débil, para que se genere un mecanismo de falla de entrepiso por columna fuerte y viga débil ante un evento sísmico severo. Donde esto no se cumpla, se puede generar una falla de entrepiso por columna débil, dejando la estructura inestable con alta probabilidad de colapso.

7. Las dimensiones de las vigas de carga y amarre en los pisos inferiores van incrementándose a medida que se aumentan los factores de reducción de respuesta, debido a la concentración de esfuerzos en esas áreas y la necesidad de que los elementos fusibles de las estructuras tengan ductilidades tal que se le pueda asociar un factor de reducción de respuesta capaz de desarrollar la estructura aporticada de concreto armado.



RECOMENDACIONES

1. Se recomienda continuar el estudio variando parámetros como la altura de las columnas y verificar el comportamiento de las columnas esbeltas, la influencia de las luces en las vigas de carga y amarre en la estructuras aporticadas de concreto armado.
2. Continuar estudios de la influencia en los elementos de las estructuras aporticadas de concreto armado por el acero transversal (tipo, cantidad, disposición y demás parámetros) que puedan influir dentro del desarrollo de ductilidad del elemento.
3. Se invita a verificar la diferencia en costos entre las diferentes estructuras diseñadas y chequear los cambios con respecto a la variación del factor de reducción de respuesta, para definir de qué manera influye este factor con los costos de una estructura aporticada de concreto armado.
4. Se recomienda realizar el análisis de estructuras aporticadas de concreto armado, tomando en cuenta escaleras y/o ascensores dentro de la estructura de las edificaciones si existieran. Para tener una aproximación más precisa del comportamiento posible ante un evento sísmico severo.
5. Realizar el Análisis No Lineal Estático de los edificios diseñados con respecto a los pórticos donde se encuentran las vigas de amarre, para verificar el comportamiento de estas y compararlas con respecto al comportamiento de los pórticos con las vigas de carga.



BIBLIOGRAFIA

Acosta R., Grimaldi L. Y Rocha L. (2010) Proyecto de Grado “Coeficiente de Predimensionado Para Columnas de Edificios Aporticados de Concreto Armado Bajo Condiciones de Ductilidad con el Empleo del Software ETABS v.9.5”.

Bazán E. Y Meli R. Diseño Sísmico De Edificios.

Norma COVENIN 1753-2006 Proyecto Y Construcción De Obras En Concreto Estructural.

Norma COVENIN 1756-2001 Edificaciones Sismorresistentes (Parte 1: articulado).

Norma COVENIN 2002-1988 Criterios Y Acciones Mínimas Para El Proyecto De Edificaciones.

Park R. Y Paulay T. (1983) Estructuras De Concreto Reforzado.