

**DETERMINACIÓN DE ASPECTOS RELEVANTES Y
RECOMENDACIONES AL DISEÑO POR CAPACIDAD SUGERIDO EN LA NSR-
10 PARA EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL PREDECIBLE DE
EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO**

VERONICA ROJAS SANDINO

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICOMECAÑICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2018

**DETERMINACIÓN DE ASPECTOS RELEVANTES Y RECOMENDACIONES AL
DISEÑO POR CAPACIDAD SUGERIDO EN LA NSR-10 PARA EL
COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL PREDECIBLE DE EDIFICIOS DE
CONCRETO REFORZADO**

VERONICA ROJAS SANDINO

**Trabajo de investigación para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil
con énfasis en Ingeniería Estructural**

Director

Álvaro Viviescas Jaimes

PhD en Ingeniería Estructural

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICOMECAÑICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2018

DEDICATORIA

Al Dios todo poderoso quien me animo y me dio fortaleza en mis tiempos de aflicción, desespero y angustia. Quien no me dejo desfallecer y frente al temor me mostró que Él estuvo conmigo, extendiéndome su misericordia, sustentándome y dándome gracia.

Al juez de toda la tierra, quien dará a cada quien conforme le corresponda, aun cuando el hombre logre escapar de la quebrantable justicia terrenal y el abatido pueda pensar que todo quedo en la impunidad.

Aquel que me permitió estar rodeada de mis seres más queridos, **Julio Cesar Rojas Castellanos, Elcy Sandino Chitiva, Laura Daniela Rojas Sandino y L. Lorena Rojas Sandino**, quienes soportaron mi carácter y me brindaron a cambio su respaldo, amor, guía y comprensión.

Al Dios que durante este tiempo puso en mi camino la **quena**, la **gaita corta Colombiana** y a **grandes maestros** que impulsaron mi interés por la música, al igual que me ha permitido conocer **personas especiales** que de manera desinteresada muestran su apoyo.

A Él, quien le pido me libere de mi propia cárcel interior y me moldee como vasija de barro en mi incierto continuo caminar.

AGRADECIMIENTOS

A la **Universidad Industrial de Santander** por su colaboración económica y la confianza dispuesta en mis capacidades para culminar el presente trabajo.

A la **Universidad del Quindío** por contribuir significativamente en mi formación académica y profesional.

CONTENIDO

	pág.
INTRODUCCIÓN.....	24
1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	27
2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	29
3. OBJETIVOS	30
3.1 OBJETIVO GENERAL	30
3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	30
4. JUSTIFICACIÓN	31
5. MARCO REFERENCIAL	34
5.1 MARCO TEÓRICO	34
5.1.1 Comportamiento estructural frente a la fuerza sísmica.	34
5.1.2 Comportamiento estructural e ingeniería sísmica.	35
5.1.2.1 Ingeniería Sísmica.	35
5.1.2.2 Breve antecedente de la ingeniería sísmica.....	37
5.1.3 Sistemas estructurales resistentes a fuerzas sísmicas.	41
5.1.4 Diseño.	43

5.1.4.1 En cuanto al diseño estructural.	44
5.1.4.2 Respecto del diseño estructural sismo resistente.	45
5.1.4.3 Diseño por capacidad.	48
6. ASPECTOS METODOLÓGICOS	72
6.1 MÉTODO	72
6.1.1.1 En cuanto al diseño estructural.	72
6.2 TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	73
6.3 FUENTES.....	74
6.4 TÉCNICA DE RECOLECCIÓN DE DATOS	74
7. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS	80
7.1 LOS PARÁMETROS DE MAYOR INFLUENCIA EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL PREDECIBLE DE EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO.....	80
7.1.1 Pórticos dúctiles de concreto reforzado resistentes a momentos con demanda especial de ductilidad.	81
7.1.1.1 Redistribución de momentos.....	83
7.1.1.2 Factor de sobrerresistencia de la sección crítica (rótula plástica).....	95
7.1.1.3 Factor de resistencia a flexión de columnas con respecto a las vigas.....	107
7.1.1.4 Cortantes de diseño en columnas.....	116
7.1.2 Muros estructurales dúctiles en voladizo de concreto reforzado con demanda especial de ductilidad	119

7.2 ANÁLISIS COMPARATIVO Y DISCUSIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL PÓRTICO BIDIMENSIONAL Y EL MURO DE CONCRETO REFORZADO DISEÑADO BAJO LAS METODOLOGÍAS DE LA NSR-10, Paulay y Priestley 1992 Y PRIESTLEY, CALVI, Y KOWALSKY 2007	125
7.3 RECOMENDACIONES EN LA APLICACIÓN DEL DISEÑO POR CAPACIDAD PARA REDUCIR LA INCERTIDUMBRE EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES CONVENCIONALES DE CONCRETO REFORZADO	157
8. CONCLUSIONES.....	160
BIBLIOGRAFÍA.....	164
ANEXOS	173

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Fenómenos sísmicos que impulsaron el desarrollo de la ingeniería sísmica en el mundo.....	38
Tabla 2. Desarrollo de actividades investigativas enfocadas en la determinación del factor de resistencia probable de la sección.	96
Tabla 3. Valores recomendados de ψ en varios estudios.....	114
Tabla 4. Demanda de fuerza cortante en columnas.	118
Tabla 5. Envolventes de momento de diseño basado en capacidad.	121
Tabla 6. Factor de sobrerresistencia de las vigas del nivel 5 del pórtico del eje 4 calculado en los ejes de las columnas.	136
Tabla 7. Fuerzas cortantes de diseño en columnas del pórtico del eje 4 de acuerdo a la metodología propuesta por Paulay y Priestley. Valores expresados en unidades de kN.	136
Tabla 8. Factor de sobrerresistencia de las vigas del nivel 5 del pórtico del eje 4 en los ejes de las columnas, posterior a la redistribución de momentos.	139
Tabla 9. Fuerzas cortantes de diseño en columnas del pórtico del eje 4 de acuerdo a la metodología propuesta por Englekirk 2003. Valores expresados en unidades de kN.....	146

Tabla 10. Fuerzas cortantes de diseño en columnas del pórtico del eje 4 de acuerdo a la metodología propuesta por la NSR-10. Valores expresados en unidades de kN.	146
Tabla 11. Factor de amplificación de momentos para envolvente de diseño.	154
Tabla 12. Procedimiento de calibración de los modelos.	213
Tabla 13. Características generales del espectro de diseño.....	219
Tabla 14. Masa de la edificación por piso sistema aporticado, (A), masa de la edificación por piso sistema combinado, (B).	223
Tabla 15. Evaluación de cargas gravitacionales losa aligerada, zona de uso residencial.	223
Tabla 16. Propiedades de la sección para los elementos en la estructura.....	224
Tabla 17. Chequeo de derivas sistema aporticado. En la dirección X, (A), en la dirección Y, (B).	228
Tabla 18. Chequeo de derivas sistema combinado. En la dirección X, (A), en la dirección Y, (B).	229
Tabla 19. Criterio de selección de capacidad de disipación de energía.....	230
Tabla 20. Irregularidad en planta de acuerdo a la tabla A.3-6 (NSR-10).....	231
Tabla 21. Irregularidad en la altura, de acuerdo a la tabla A.3-7 (NSR-10).....	231
Tabla 22. Diseño a flexión de la viga B3 del nivel 5 del pórtico del eje 4.	236
Tabla 23. Factor de amplificación sismo positivo.....	240
Tabla 24. Factor de amplificación sismo negativo.	240

Tabla 25. Cargas gravitacionales mayoradas para la determinación del cortante de diseño en las vigas de nivel 5 del pórtico del eje 4.	242
Tabla 26. Valores de fuerza cortante de diseño de las vigas de nivel 5 del pórtico del eje 4.	243
Tabla 27. Chequeo del criterio columna fuerte-viga débil en el diseño a flexión de columnas de acuerdo a la NSR-10. Valores expresados en unidades de kN.m. .	249
Tabla 28. Chequeo del criterio columna fuerte-viga débil en el diseño a flexión de columnas considerando el desarrollo de los máximos momentos probables en vigas. Valores expresados en unidades de kN.m.....	250
Tabla 29. Valores de fuerza cortante de diseño en nodos del nivel 5 del pórtico del eje 4.....	256
Tabla 30. Valores calculados para el desarrollo del método del coeficiente de desplazamiento en el análisis del pórtico plano, los valores están expresados en unidades de kN,m,C.	261
Tabla 31. Demanda de carga axial y momento flector en el muro estructural de concreto reforzado.....	265

LISTA DE CUADROS

pág.

Cuadro 1.	Procedimiento de “diseño por capacidad” para el comportamiento estructural predecible en pórticos dúctiles de concreto resistentes a momentos. .53
Cuadro 2.	Momentos y fuerzas axiales de diseño en columnas según metodología de Paulay y Priestley.60
Cuadro 3.	Fuerzas cortantes de diseño en columnas según metodología de Paulay y Priestley.63
Cuadro 4.	Valores especificados para las resistencias de fluencia para los dos grados de aceros de refuerzo manufacturados en Nueva Zelanda (1986).101
Cuadro 5.	Valores estadísticos de las barras del acero de refuerzo Colombiano para una resistencia nominal a la fluencia de 420Mpa*.103

LISTA DE FIGURAS

	pág.
Figura 1. Aproximación de igual desplazamiento.	46
Figura 2. Mecanismo plástico intermedio o aceptable.	54
Figura 3. Mecanismos plástico deseable.	54
Figura 4. Evaluación del factor de amplificación dinámico para columnas de pórticos en dos direcciones.	62
Figura 5. Amplificación de los momentos en columnas de pisos intermedios (A), Máxima posible fuerza axial en una columna debido a las acciones sísmicas de la sobrerresistencia a flexión de todas las vigas (B).	63
Figura 6. Mecanismo de plastificación deseado en pórticos dúctiles de concreto reforzado.	64
Figura 7. Posibles modos de falla en muros estructurales en voladizo.....	67
Figura 8. Envolvente de momento dinámico para el diseño a flexión de muros en voladizo.	70
Figura 9. Modelo tridimensional (A) Planta típica (B) edificio 5 niveles en sistema aporticado programa ETABS.	75
Figura 10. Modelo tridimensional (A), planta típica (B) edificio 10 niveles sistema combinado.	76

Figura 11. Pórtico bidimensional de diseño, eje 4. Valores expresados en unidades de m.	77
Figura 12. Diagrama de momento flector para diferentes patrones y combinaciones de carga, nivel 4 del pórtico del eje 4. Valores expresados en unidades de kN.m.	78
Figura 13. Diagrama de momento flector para la combinación crítica de diseño en la base del muro del eje 1, combo11. Valores expresados en unidades de kN.m.	79
Figura 14. Análisis comparativo del diseño por capacidad entre la normativa Colombiana y Paulay y Priestley.....	82
Figura 15. Superposición de momentos de una viga bajo cargas gravitacionales.	84
Figura 16. Superposicion de momentos debido a acciones sismicas y gravitacionales.....	85
Figura 17. Máxima envolvente de momentos de un patrón de cargas.....	91
Figura 18. Viga simplemente apoyada sometida a una carga uniformemente distribuida.	92
Figura 19. Diagrama de momentos de empotramiento de una viga de un tramo continuo.....	93
Figura 20. Curvas típica esfuerzo deformación para el acero de refuerzo. Carga monotónica (A), carga cíclica principalmente en el rango de deformación de tensión (B).	102
Figura 21. Momentos en un nodo viga-columna.	111
Figura 22. Rótulas plásticas bidireccionales y unidireccionales en pórticos de concreto reforzado.....	127

Figura 23. Relación entre la envolvente de momento de diseño y la envolvente de resistencia nominal, determinada a partir del detallado del refuerzo longitudinal de las vigas del nivel cinco del pórtico plano del eje 4*.....	129
Figura 24. Refuerzo adicional para restringir la formación de rótulas plásticas unidireccionales.	131
Figura 25. Demanda momento-carga axial según el procedimiento de Paulay y Priestley** y según el procedimiento de la NSR-10*** en comparación con la envolvente nominal y de diseño de secciones con cuantías del uno por ciento. Columna eje C piso 1 (A), piso 2 (B), piso 3 (C), piso 4 (D) y piso 5 (D).	133
Figura 26. Efecto de las combinaciones de carga en el diseño a flexión de vigas*.	138
Figura 27. Redistribución de momentos de la viga continua del nivel 4 del pórtico plano de concreto reforzado. Valores expresados en unidades de kN.m*.	139
Figura 28. Análisis del pórtico plano de acuerdo al método del Espectro de capacidad (A) y al método del coeficiente de desplazamiento (B). Valores expresados en unidades de kN,m,C.	143
Figura 29. Estado de las rótulas plásticas en el paso 5 del análisis Pushover del pórtico plano considerando únicamente la asignación de rótulas por flexión.	144
Figura 30. Estado de las rótulas plásticas en el paso 5 del análisis Pushover del pórtico plano considerando el incremento del acero de refuerzo longitudinal en columnas para el cumplimiento de la ecuación C.21-4 del reglamento Colombiano incorporando los momentos probables de las vigas.....	145
Figura 31. Estado de las rótulas plásticas en el paso 5 del análisis Pushover del pórtico plano considerando la asignación de rótulas por flexión y por cortante. ...	147
Figura 32. Envolvente de momentos basada en capacidad.	150

Figura 33. Sección transversal de un muro en la zona de rotulación plástica, (A), sección transversal del muro en la región elástica por encima de la rótula plástica, (B) y región de transición propuesta entre la rótula plástica y la región elástica reforzada, (C).	153
Figura 34. Diagrama de esfuerzos del acero longitudinal en la componente S22 para el periodo efectivo, T_{eff} , de 0.488 s y desplazamiento máximo de 0.045 m del muro estructural diseñado de acuerdo al método de la NSR-10 (A), Paulay y Priestley 1992 (B), Priestley; Calvi y Kowalsky 2007 (C). Valores expresados en unidades de kPa.	156
Figura 35. Distribución de deformaciones y esfuerzos equivalentes en una sección rectangular.....	173
Figura 36. Máximo porcentaje de redistribución permitido en las secciones de los apoyos de la viga continua del nivel 5 del pórtico del eje 4.	178
Figura 37. Diagrama de momentos de la viga continúa del nivel 5 del pórtico del eje 4 para la combinación de carga 0.9D+E. Valores expresados en unidades de kN.m.	179
Figura 38. Diagrama de momentos de la viga continúa del nivel 5 del pórtico del eje 4 para el caso de carga 0.9D y $Ex+0.3Ey$ cuya combinación lineal representa el diagrama de la Figura 37. Valores expresados en unidades de kN.m.	180
Figura 39. Momento redistribuido en el vano de la viga B2 del nivel 5 del pórtico del eje 4 para el estado de carga $Ex+0.3Ey$. Valores expresados en unidades de kN.m.	181
Figura 40. Momento redistribuido en el vano de la viga B2 del nivel 5 del pórtico del eje 4 para la combinación de carga 0.9D+E. Valores expresados en unidades kN.m.	181

Figura 41. Redistribución de los momentos flectores en la viga continua del nivel 5 del pórtico del eje 4 asumiendo un porcentaje de redistribución del veinte por ciento de los momentos negativos de los ejes B, D y F. Valores expresados en unidades de kN.m.	182
Figura 42. Exportación de los resultados del procedimiento de redistribución de momentos en archivo de extensión .xls “ <i>BeamMomRedis</i> ”. Ejemplo de cálculo para la redistribución de los momentos flectores en la viga continua del nivel 5 del pórtico del eje 4 asumiendo un porcentaje de redistribución del veinte por ciento de los momentos negativos de los ejes B, D y F en la combinación de carga 0.9D+E. Valores expresados en unidades de kN.m.....	183
Figura 43. Diagrama de momentos de la viga continua del nivel 5 del pórtico del eje 4 para la combinación de carga 1.2D+1.6L. Valores expresados en unidades de kN.m.	184
Figura 44. Redistribución de los momentos flectores en la viga continua del nivel 5 del pórtico del eje 4 asumiendo un porcentaje de redistribución del veinte por ciento de los momentos negativos de los ejes B y D. Valores expresados en unidades de kN.m.	186
Figura 45. Exportación de los resultados del procedimiento de redistribución de momentos en archivo de extensión .xls “ <i>BeamMomRedis</i> ”. Ejemplo de cálculo para la redistribución de los momentos flectores en la viga continua del nivel 5 del pórtico del eje 4 asumiendo un porcentaje de redistribución del veinte por ciento de los momentos negativos de los ejes B y D en la combinación de carga 1.2D+1.6L. Valores expresados en unidades de kN.m.....	187
Figura 46. Verificación de la numeración de los elementos.....	188
Figura 47. Deformación de una viga de un pórtico a estado limite último.....	206
Figura 48. Diagrama de cuerpo libre de una columna de nivel intermedio.	207

Figura 49. Diagrama de cuerpo libre de una columna de primer nivel.....	210
Figura 50. Posibles combinaciones de áreas de acero en un nodo de un pórtico de concreto reforzado. Nodo interior (A) y Nodo exterior (B).	212
Figura 51. Espectro de aceleraciones de diseño como fracción de la gravedad g.	220
Figura 52. Distribución del refuerzo longitudinal en vigas del pórtico del eje 4. ..	238
Figura 53. Áreas de acero de diseño en vigas del subpórtico del nivel 5. Valores expresados en unidades de cm^2	238
Figura 54. Momentos probables en zonas de rotulación del subpórtico del Nivel 5. Valores expresados en unidades de kN.m	239
Figura 55. Diagrama de momento flector para la combinación de carga $1.2D+1.0L$ del subpórtico del nivel 5. Valores expresados en unidades de kN.m	242
Figura 56. Diagrama de fuerza cortante de la viga B3 del nivel 5 del pórtico del eje 4 debido a la acción de cargas sísmicas y gravitaciones.	244
Figura 57. Configuración del refuerzo transversal en la viga B3 del nivel 5 del pórtico del eje 4 para satisfacer las demandas de fuerza cortante.	245
Figura 58. Evaluación del factor de amplificación dinámico para las columnas del pórtico de cinco niveles.....	248
Figura 59. Fuerzas cortantes de diseño en columnas de pisos intermedios de acuerdo a la metodología propuesta por Paulay y Priestley 1992.....	251
Figura 60. Fuerzas cortantes de diseño en columna del primer nivel, de un nivel intermedio y del nivel superior del eje C del pórtico del eje 4 de acuerdo a la metodología propuesta por Englekirk 2003. Valores expresados en unidades de cm^2 , m, kN , MPa , kN.m	254

Figura 61. Combinaciones de áreas de acero para el diseño de nodos del subpórtico del nivel 5, los valores están expresados en unidades de cm^2	255
Figura 62. Relación fuerza deformación de una rótula plástica convencional. ...	258
Figura 63. Demandas de fuerzas cortantes en el paso 5 del análisis Pushover del pórtico plano considerando la asignación de rótulas por flexión y por cortante, los valores están expresados en unidades de kN.....	263
Figura 64. Diagrama de interacción A. del el piso 1 al piso 2, B. del piso 3 al 4, C. del piso 5 al 10.	266
Figura 65. Diagrama de interacción de la base del muro. (A) envolvente de momento de acuerdo a los parámetros en Paulay y Priestley 1992 (B) envolvente de momento de acuerdo a los parámetros en Priestley; Calvi y Kowalsky 2007.	269
Figura 66. Diagramas de interacción en las secciones críticas con las demandas obtenidas por medio del método Paulay y Priestley 1992 piso 3 al piso 6 (A), piso 7 al 8 (B), piso 9 al 10 (C).	275
Figura 67. Diagramas de interacción en las secciones críticas con las demandas obtenidas por medio del método Priestley; Calvi y Kowalsky. 2007 piso 2 al 8 (A), piso 9 al 10 (B).	276
Figura 68. Elemento tipo Shell multicapa (A) y distribución de las capas de las barras de acero (B).	279
Figura 69. Análisis del muro estructural (Modelo1 - NSR10) por medio del método del Espectro de capacidad (A) y del coeficiente de desplazamiento (B). Valores expresados en unidades de kN,m,C.	280

LISTA DE ANEXOS

Pág.

Anexo A. Porcentaje de redistribución de momentos y área de acero mínima requerida.	173
Anexo B. Técnica de redistribución de momentos y software de aplicación.....	177
Anexo C. Ecuaciones de cortante según la metodología propuesta en Englekirk 2003.	205
Anexo D. Procedimiento de diseño o secuencia de diseño por capacidad para el comportamiento estructural predecible de pórticos dúctiles de concreto resistentes a momentos.....	213
Anexo E. Aspectos generales del diseño para el análisis comparativo del comportamiento estructural de los modelos diseñados bajo la metodología de la NSR-10, de Paulay y Priestley 1992 y Priestley, Calvi, y Kowalsky 2007.	219
Anexo F. Procedimiento para realizar el análisis comparativo entre el diseño por capacidad sugerido en la NSR-10 y el propuesto en Paulay y Priestley	235
Anexo G. Análisis estático no lineal (Pushover) del pórtico plano de concreto reforzado resistente a momentos.....	257
Anexo H. Procedimiento de diseño por capacidad para el comportamiento estructural predecible de muros estructurales dúctiles en voladizo de concreto reforzado.	264
Anexo I. Análisis estático no lineal (Pushover) del muro estructural en voladizo de concreto reforzado.....	278

RESUMEN

TÍTULO: DETERMINACIÓN DE ASPECTOS RELEVANTES Y RECOMENDACIONES AL DISEÑO POR CAPACIDAD SUGERIDO EN LA NSR-10 PARA EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL PREDECIBLE DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO*

AUTOR: VERONICA ROJAS SANDINO**

PALABRAS CLAVES: COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL, CORTANTE PLÁSTICO, DISEÑO SÍSMICO, ENVOLVENTE DE MOMENTO, FACTOR DE SOBRERRESISTENCIA.

DESCRIPCIÓN:

Con el fin de plantear posibles variaciones que contribuyan al comportamiento previsible en la estructura de edificios de concreto reforzado que se rijan bajo los requerimientos mínimos indicados en la norma sismo resistente Colombiana (NSR-10), esta investigación explora los aspectos principales del diseño por capacidad sugeridos en la NSR-10 a través del análisis comparativo entre los procedimientos de diseño de pórticos dúctiles y muros estructurales en voladizo expuestos en el reglamento y en Paulay y Priestley. Mediante el análisis inelástico de un pórtico y un muro estructural de cinco y diez niveles respectivamente se logró identificar la inconsistencia entre los objetivos y los requisitos de diseño establecidos en el código Colombiano. En una metodología de diseño basada en fuerzas la deriva como parámetro de control en la determinación de las dimensiones de los elementos conlleva a grandes secciones con innecesarias reservas de resistencia, resultando en un nivel superior de desempeño que describe un estado límite de servicio para los movimientos sísmicos prescritos por el código. En el caso de pórticos, esta reserva de resistencia representa una alta capacidad de las columnas para soportar las demandas impuestas por las vigas, inclusive cuando es seleccionado un mecanismo irracional de plastificación en pórticos dominados por carga gravitacional. Así, resulta imperceptible relacionar las resistencias nominales de las columnas con los momentos sobrerresistentes de las vigas en el criterio de columna fuerte-viga débil, e ineficaz diseñar columnas para altas demandas a cortante, producto de una gran capacidad a flexo-compresión en un mecanismo donde se asume la plastificación simultánea en los extremos de estos elemento. En el caso de muros, esta reserva de resistencia hace irrelevante la implementación de una envolvente de momento pese a que el reglamento no incorpora los efectos de sobrerresistencia de la rótula plástica dentro de la región elástica restante del muro.

*Trabajo de grado

**Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Álvaro Viviescas Jaimes, Ingeniero Civil – PhD.

ABSTRACT

TITLE: DETERMINATION OF RELEVANT ASPECTS OF CAPACITY DESIGN IN THE NSR-10 FOR THE PREDICTABLE BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS*

AUTHOR: VERONICA ROJAS SANDINO**

KEYWORDS: STRONG COLUMN - WEAK BEAM, PLASTIC SHEAR, SEISMIC DESIGN, MOMENT ENVELOPE, OVERSTRENGTH FACTOR.

DESCRIPTION:

In order to propose possible variations that contribute to predictable behavior in the structure of reinforced concrete buildings governed by the minimum requirements indicated in the Colombian Earthquake Resistant Standard (NSR-10), this research explores the main aspects of capacity design suggested in the NSR-10 through the comparative analysis between the procedures for seismic design of ductile reinforced concrete frames and cantilever structural walls expounded in the regulation and in Paulay and Priestley. Through the inelastic analysis of a five story frame and a ten story structural wall, inconsistencies were identified between the aims and the design provisions established in the Colombian code. In a force-based design methodology, story drift as the controlling parameter to define element dimensions leads to large sections with unnecessary reserve strength, resulting in a higher performance level which describes a service limit state for the seismic movements prescribed by the code. In the case of frames, this reserve strength represents columns with high capacity to withstand the demands imposed by the beams, even when an irrational plastic mechanism is selected in gravity load dominated frames. In this way, there is no discernible difference when relating the flexural nominal strengths of columns to the flexural overstrengths of beams in strong-column/weak-beam criteria, and inefficient to design columns for high shear demands, as a result of a high axial load-bending moment strength in a mechanism where simultaneous development of plastic hinges at the element ends is assumed. In the case of walls, this reserve strength makes the implementation of a moment envelope irrelevant even though the regulation does not incorporate the overstrength effects of the plastic hinge within the remaining elastic wall region.

*-Trabajo de grado

**-Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Álvaro Viviescas Jaimes, Ingeniero Civil - PhD.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de investigación tuvo como objetivo identificar y estudiar debilidades existentes en los principales aspectos del diseño por capacidad de pórticos y muros estructurales en voladizo de concreto reforzado implementados en la NSR-10¹, mediante el análisis y la evaluación comparativa con la metodología de diseño propuesta por Paulay y Priestley², Englekirk³ y Priestley; Calvi y Kowalsky⁴, denominados de aquí en adelante como Paulay y Priestley 1992, Englekirk 2003 y Priestley; Calvi y Kowalsky 2007. Trabajo realizado como requisito para obtener el título de Magister en Ingeniería Civil.

En este sentido, las razones que justificaron el trabajo fueron desde el punto de vista teórico, práctico y legal. **La primera**, fundamentada por Paulay y Priestley 1992, Englekirk 2003 y Priestley; Calvi y Kowalsky 2007; en su visión metodológica del “diseño por capacidad” en estructuras sismo resistentes ubicadas en zonas de alta actividad sísmica. **La segunda** razón que justificó este trabajo, desde lo práctico, está relacionada con los resultados y recomendaciones, que de alguna manera, podrían ser alternativas de orientación e intervención ingenieril, en pro de prevenir y mitigar el riesgo en zonas de gran actividad sísmica. **La tercera**, desde lo legal, la autora connota y comprende la información de los mecanismos legales que soportan la temática del trabajo; argumentado en el Capítulo C.21 de la Ley colombiana, en sus requisitos de diseño sismo resistente. **Por último**, en lo disciplinar, se justifica desde la misma concepción de la ingeniería civil, que de la

¹ MINISTERIO DE AMBIENTE VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL. Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10 (19 marzo de 2010). Título C-Concreto Estructural. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. AIS. Bogotá, D.C., 2010a, no. Decreto 926. p. 590.

² PAULAY, T. y PRIESTLEY, M. J. N. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. ilustrada ed. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1992. p. 172-239, 389-397. ISBN 0-471-54915-0.

³ ENGLEKIRK, Robert E. Seismic design of reinforced and precast concrete buildings. 1 ed. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, Inc., 2003. p. 129-166. ISBN 0-471-08122-1.

⁴ PRIESTLEY, M. J. N.; CALVI, Gian Michele. y KOWALSKY, Mervyn J. Displacement-based seismic design of structures. 1 ed. Pavia, Italy: IUSS Press, 2007. p. 357-370. ISBN 978-88-6198-000-6.

mano con la ingeniería estructural e ingeniería sísmica, son la base de la protección que se debe dar a la vida y a los bienes de los ciudadanos que habitan en zonas de actividad sísmica relevante.

Metodológicamente, la investigación es de tipo exploratoria-descriptiva. La técnica aplicada para su correspondiente análisis, fue la comparación entre la secuencia de pasos planteados para alcanzar un comportamiento estructural predecible, donde se tuvieron en cuenta las variables de cada uno de los procedimientos del “diseño por capacidad”.

Formalmente el trabajo está organizado en tres partes: la primera, relaciona, de manera sucinta, los aspectos preliminares de investigación, tales como la problemática investigativa, objetivos, justificación y enfoque teórico. La segunda, registra la forma como se lograron los objetivos; es decir, aspectos metodológicos. Y, por último, el desarrollo de la investigación, de acuerdo con los propósitos del trabajo o presentación de resultados, con sus respectivas conclusiones. Finalmente, este trabajo tiene ocho anexos que soportan el desarrollo del segundo objetivo.

A propósito de la organización del trabajo y su presentación, cabe aclarar dos aspectos importantes, asociados éstos al tercer objetivo de la investigación, que dice “Establecer las recomendaciones cuantitativas en la aplicación del diseño por capacidad, que reduzcan la incertidumbre en el comportamiento estructural de edificaciones convencionales de concreto reforzado”.

El primer aspecto, se refiere a la ubicación de su resultado. Si bien, todo trabajo académico debe presentar sus respectivas conclusiones y sugerencias o recomendaciones. En este caso, estas últimas, se presentan como una respuesta al tercer objetivo. Es decir que, el punto recomendaciones o sugerencias, se ubica bajo el capítulo de “presentación de resultados”.

El segundo aspecto, se refiere al tipo de recomendaciones “cuantitativas”. Debido a que el código nacional limita los daños, asociados con una flexibilidad excesiva de las estructuras ante cargas laterales, a través de la deriva de piso, el dimensionado de los elementos estructurales está dominado por las exigencias de rigidez. Esto conlleva al diseño de edificaciones con una alta reserva de resistencia, que cubren muchos de los vacíos del conocimiento de un diseño basado en fuerzas, así como algunas inconsistencia en la aplicación del diseño por capacidad, por tal motivo las recomendaciones son de orden cualitativo.

1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Los actuales códigos de construcción, representan una serie de regulaciones encaminadas hacia la especificación de requisitos mínimos para proteger adecuadamente la salud, la seguridad y el bienestar de los ocupantes de una estructura. Tales requisitos gobiernan el diseño, la construcción, la modificación y el mantenimiento de edificaciones, que permiten asegurar una resistencia adecuada frente a las fuerzas sísmicas, durante un terremoto. Esto, mediante un proceso, cuyo enfoque principal, consiste en la determinación de la demanda y la proporción de una capacidad que satisfaga las solicitudes en una estructura en específico.

En un diseño basado en fuerzas, la cuantificación de la demanda (fuerzas sísmicas o fuerzas inerciales que deben ser resistidas por la estructura), se establece a partir de un espectro de aceleraciones característico de la amenaza sísmica de la zona.

En efecto, el espectro de diseño (espectro de respuesta de aceleraciones elásticas), tiene una serie de limitaciones; entre otras, se encuentra el hecho de que representa la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad; por lo que simplifica la compleja respuesta dinámica de una estructura de múltiples grados de libertad.

Esto, genera la omisión de otra información importante para calcular los efectos de un sismo, como la duración del movimiento y el número de ciclos con la demanda de desplazamientos. De acuerdo con Paulay⁵, al considerar la naturaleza probabilista del espectro, según análisis estadísticos de registros acelero-gráficos de una zona, este “no representa un indicador confiable de las máximas demandas de ductilidad en una estructura, sino que es una aproximación en el cálculo de la resistencia requerida frente a fuerzas sísmicas laterales”⁵.

⁵ PAULAY, Thomas. The Philosophy and Application of Capacity Design. En: Scientia Iranica. 1995, vol. 2. no. 2. p. 121.

En el caso del Código colombiano, se establece un único nivel de movimiento del terreno, representado por el espectro de amenaza, correspondiente a una probabilidad de excedencia del 10% en un lapso de 50 años, o lo que es equivalente a un periodo de retorno T de 475 años. Sin embargo, en un intento por controlar y predecir tanto el comportamiento de la estructura como el potencial de daño, incorpora los principios del diseño basado en desempeño, al establecer los objetivos de diseño del reglamento en el numeral A.1.2.2.

No obstante, Arango; Paz y Duque afirman que “considerar únicamente el nivel del movimiento del terreno para el cual la edificación no debería colapsar, no reconoce que puedan ocurrir daños sustanciales y grandes pérdidas, asociadas a sismos de naturaleza más frecuente”⁶. Se percibe entonces, la ausencia de una clara recomendación del Código nacional, para determinar las intensidades de fuerzas sísmicas laterales de diseño a un determinado nivel de desempeño, lo que representa para Paulay⁷ una mayor incertidumbre en el comportamiento esperado de la estructura.

⁶ ARANGO, Sergio.; PAZ, Alejandro. y DUQUE, María del Pilar. Propuesta metodológica para la evaluación del desempeño estructural de una estantería metálica (methodological proposal for the evaluation of the structural behavior of a metallic rack). En: Revista EIA. 2013, vol. 6. no. 12. p. 141. ISSN 2463-0950.

⁷ PAULAY, Thomas. Seismic design of concrete structures the present needs of societies. En: the 11th World Conference on Earthquake Engineering. (11: Paper No. 2001, June, 1996: Acapulco, Mexico). Conference Proceedings. Acapulco, 1996, p. 65.

2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

Frente a las debilidades de un diseño basado en fuerzas, es evidente que diseñar de acuerdo al código no siempre protege contra el daño excesivo durante terremotos de gran intensidad, lo que genera un interés y despierta un cuestionamiento investigativo, por resolver: **cuales son los aspectos relevantes del diseño por capacidad en la metodología instaurada en la norma sismo resistente Colombiana, con el fin de plantear posibles variaciones que contribuyan a la reducción de la incertidumbre en el desempeño sísmico?**.

Para dar respuesta a esta pregunta investigativa, surgen los siguientes objetivos, abordados bajo la premisa que las metodologías en Paulay y Priestley 1992, Englekirk 2003 y Priestley; Calvi y Kowalsky 2007, garantizan el desarrollo de un mecanismo de plastificación, previamente seleccionado en la fase de diseño. Por lo tanto, estas serán tomadas como punto de referencia para determinar, en qué medida, las debilidades encontradas, en el procedimiento del reglamento nacional, deben ser ajustadas para alcanzar un mecanismo plástico, claro, racional y cinemáticamente admisible.

3. OBJETIVOS

3.1 OBJETIVO GENERAL

- Evaluar la metodología de diseño por capacidad, instaurada en la norma sismo resistente Colombiana (NSR-10), con el fin de plantear posibles variaciones que contribuyan a la reducción de la incertidumbre en el desempeño sísmico, y en consecuencia, promuevan el comportamiento previsible en la estructura de edificios de concreto reforzado.

3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Identificar los parámetros de mayor influencia en el comportamiento estructural predecible de edificaciones de concreto reforzado.
- Analizar y comparar el comportamiento estructural de las edificaciones de concreto reforzado diseñados mediante las indicaciones expuestas en la NSR-10, y las diseñadas a partir de la incorporación de los factores considerados relevantes en el control de la incertidumbre del comportamiento sísmico.
- Establecer las recomendaciones cuantitativas en la aplicación del diseño por capacidad, que reduzcan la incertidumbre en el comportamiento estructural de edificaciones convencionales de concreto reforzado.

4. JUSTIFICACIÓN

Las razones que justificaron esta investigación, son de carácter teórico, práctico, legal, metodológico y disciplinar o profesional.

- Desde el punto de vista **teórico** y, en forma general, se justificó porque mediante la aplicación de la teoría relacionada con “diseño por capacidad”, se permite comprender y participar en uno de los desafíos de la ingeniería actual, enfocada a la reducción de la incertidumbre en el desempeño sísmico, y en la promoción del comportamiento previsible de la estructura en edificios de concreto reforzado. Basada en la perspectiva, a nivel general, por Paulay y Priestley 1992, Englekirk 2003 y la de Priestley; Calvi y Kowalsky 2007.
- Las razones, desde el punto de vista **práctico**, que motivaron esta investigación, están relacionadas con los resultados, porque contribuirán, en primer lugar, en ampliar información acerca de los parámetros de mayor influencia en el comportamiento estructural predecible. Lo mismo que, en ampliar información, respecto de la diferencia de los procedimientos desde la teoría en general y desde la normatividad colombiana, a nivel particular.

En segundo lugar, los resultados pueden sugerir, de alguna manera, alternativas de orientación e intervención en la promoción, y desarrollo del “diseño por capacidad” en aras de reducir la incertidumbre en el desempeño sísmico.

También es motivante desde lo práctico, porque el desarrollo del trabajo servirá de material de consulta a otros estudiantes de ingeniería, u otros interesados en el tema. De igual forma, puede ser utilizado en futuras investigaciones, ya sea en el campo de la misma ingeniería, la arquitectura y profesiones afines.

- Respecto del carácter **legal**, la motivación que justificó la realización del trabajo, fue, el interés por evaluar el desempeño de las edificaciones diseñadas con los requisitos mínimos de la NSR-10, en zonas de amenaza sísmica alta. Lo anterior con el propósito de proponer recomendaciones que permitan prevenir y mitigar el riesgo, en un país con crecimiento poblacional, económico y de infraestructura, donde son predominantes los pórticos de concreto reforzado como sistema estructural de resistencia ante fuerzas laterales, y donde los muros estructurales han surgido recientemente como una alternativa, en edificaciones de baja y gran altura.

Aunque en el capítulo C.21 de la Ley colombiana, se reconoce la filosofía del “diseño por capacidad”, consolidada en Nueva Zelanda por las contribuciones investigativas de Park, Paulay y Priestley, diferencias significativas se encuentran en el reglamento, con respecto a los autores mencionados, particularmente en los factores de sobrerresistencia recomendados y en las técnicas de protección contra la ocurrencia de mecanismos plásticos no deseados.

- Luego, **las razones metodológicas** que justificaron el trabajo, están relacionadas en primer lugar, con la metodología aplicada para el logro de los objetivos; principalmente, para el caso de los datos recogidos en exploración bibliográfica o documental. La técnica aplicada para su correspondiente análisis fue **la comparación** del comportamiento estructural, en la que se tuvieron en cuenta las variables **de los procedimientos de diseño por capacidad para el comportamiento estructural predecible, tanto de pórticos dúctiles de concreto resistentes a momentos, como de muros estructurales dúctiles en voladizo de concreto reforzado.**

También, la técnica de simulación de datos de dos estructuras de concreto reforzado, ubicadas en una zona con características de amenaza sísmica similares a las de la ciudad de Bucaramanga; a partir de las cuales, se modeló, evaluó,

analizó y diseñó un pórtico plano bidimensional resistente a momentos y un muro estructural en voladizo de concreto reforzado. Técnica que permitió estudiar la conveniencia o no de la aplicación de variaciones en el procedimiento de diseño por capacidad sugerido en la NSR-10.

En segundo lugar, desde lo metodológico, también se justificó, por el hecho de conocer y tener como temas objeto de estudio, a las dos metodologías de “diseño por capacidad”: la nacional –NSR 10-, y la general bajo la teoría de Paulay y Priestley 1992, Englekirk 2003 y Priestley; Calvi y Kowalsky 2007.

- Por consiguiente, bajo el punto de vista **disciplinar**, el trabajo, se justifica desde la misma concepción de la ingeniería civil, que de la mano con la ingeniería estructural e ingeniería sísmica, son la base de la protección que se debe dar a la vida y a los bienes de los ciudadanos que habitan en zonas de gran actividad sísmica. Es así como, a través de un estudio al reglamento nacional, en lo que respecta a la aplicación del diseño por capacidad, la Maestría en Ingeniería Civil, particularmente en Estructuras, aporta al desarrollo de esta investigación en la identificación, comprensión e intervención en la reducción de la incertidumbre en el desempeño sísmico, y en consecuencia, promueve el comportamiento previsible en la estructura de edificios de concreto reforzado.

5. MARCO REFERENCIAL

5.1 MARCO TEÓRICO

Al tener en cuenta el objetivo de la investigación, su marco temático está relacionado con las **respuestas que los sistemas estructurales** de las edificaciones pueden tener frente a los distintos tipos de acciones exteriores. Esto viene a ser el “**comportamiento estructural**”, cuya explicación en este marco, expone en primera instancia la perspectiva teórica de los “sistemas estructurales”, sobre los cuales actúan los diferentes tipos de acciones exteriores tales como: vibraciones, viento, sismos, impactos, ondas de explosiones, entre otros. Particularmente, este trabajo refiere a la acción sísmica teniendo en cuenta que es la principal amenaza de las edificaciones en Bucaramanga y cuya naturaleza puede condicionar el método de cálculo a seguir, para predecir el “comportamiento estructural”.

5.1.1 Comportamiento estructural frente a la fuerza sísmica. Es de recordar, a partir de lo expuesto por Hudson⁸, que el comportamiento estructural de las edificaciones, varía ante las distintas amenazas, según la cuantificación de la amenaza en sí (o acción externa), según el diseño estructural, según sus características y la resistencia de los materiales empleados en construcción; no obstante, es la fuerza sísmica lo que define las acciones que un sismo provoca sobre la estructura de un edificio, y que deben ser soportadas por ella misma.

Así las cosas, la fuerza sísmica ejerce sobre la estructura del edificio el impacto de la acción en sí; lo que conduce a la estructura, a un impacto de reacción o respuesta; es decir a un comportamiento estructural.

⁸ HUDSON, Donald E. Reading and interpreting strong motion accelerograms. California, E.U.: Earthquake Engineering Research Institute, 1979. p. 1. ISBN 9780685143889.

Ahora, debido a que las particularidades de las acciones y reacciones de un sismo hacen difícil conjugar un cálculo con todas las acciones al mismo tiempo, por lo que en el cálculo suelen utilizarse como fuerzas, unas cargas convencionales, que producirían sobre el edificio los mismos daños que el terremoto. Estas fuerzas sísmicas suelen calcularse, generalmente, de dos modos según Hudson⁹:

- Por **fuerzas estáticas equivalentes**: Se establece sobre la estructura un sistema de fuerzas puras que son equivalentes a soportar un sismo. Generalmente son fuerzas horizontales situadas en el centro de masas de cada planta. Es el método más sencillo y el que se suele utilizar mayoritariamente
- Por **consideraciones energéticas**: Se establece sobre la estructura una transmisión de energía que es equivalente a soportar un sismo. Es un cálculo más complejo y menos utilizado, pero permite el cálculo de sistemas estructurales y tipos de sismo cuyo comportamiento no se adecua bien a sistemas de fuerzas estáticas.

5.1.2 Comportamiento estructural e ingeniería sísmica. Al comprender las características de la fuerza sísmica y el comportamiento estructural, se percibe un común denominador entre estos dos, relacionado con la concepción misma de fuerza sísmica, de ingeniería como tal y con el objetivo de la ingeniería civil; Por tal razón, es importante definir la ingeniería sísmica adicional a su evolución histórica.

5.1.2.1 Ingeniería Sísmica. Bozorgnia y Bertero definen la ingeniería sísmica como una rama de la ingeniería que “abarca esfuerzos multidisciplinarios de diferentes campos de la ciencia e ingeniería, con el objetivo de controlar el riesgo sísmico a

⁹ Ibid., p. 2.

niveles socioeconómicamente aceptables”¹⁰. De este modo, el trabajo conjunto de amplios campos del saber en sismología, geología, geofísica, teorías de vibración, dinámica estructural, dinámica de materiales, ingeniería estructural y de técnicas de construcción, entre otros, ha permitido la aplicación de principios matemáticos y científicos para fines prácticos, que junto a las decisiones políticas han consolidado sus esfuerzos, por ejemplo, en la aplicación del conocimiento a través de los reglamentos de diseño y construcción sismo resistente.

De igual manera, Sarria¹¹ afirma que “la ingeniería sísmica es la integración multidisciplinaria de varias áreas de la ciencia y la técnica para lograr diseños de construcciones resistentes a la acción de los sismos intensos”. De esta forma, se podría decir que el ingeniero sísmico se encarga del dimensionamiento sismológico en una estructura; de tal manera que, el comportamiento estructural, soporte satisfactoriamente las cargas sobre ellas; también, el Ing. sísmico está en capacidad de crear métodos y diseños, a los que aplica ecuaciones y puede por lo tanto planear, conocer y rectificar una estructura antes de ser construida.

Así, el Ingeniero que se enfrenta al diseño de una estructura sismo resistente, va más allá del simple diseño y aplicación (probablemente en la mayoría de los casos apoyado por un computador que hará esta tarea más sencilla) de los métodos y técnicas del análisis sísmico; debe, a criterio de este trabajo, conocer la razón de ser de la morfología de la estructura sismológica y las causas profundas de su comportamiento.

Cabe anotar que las distintas concepciones de la ingeniería sísmica, corresponden a su evolución histórica; sin embargo, a continuación, sólo se registra una muestra

¹⁰ BOZORGNIA, Yousef. y BERTERO, Vitelmo V. Earthquake engineering: from engineering seismology to performance-based engineering. 2 ed. New York: CRC press, 2004. p. 13. ISBN 0203486242, 9780203486245.

¹¹ SARRIA, Alberto. Ingeniería Sísmica. Bogotá, D.C.: Ediciones Uniandes, 1995. p. 3. ISBN 978-958-9057-49-0.

sintetizada. Se percibe en ella, de manera efímera la influencia de las fuerzas sísmicas en la respectiva ingeniería:

5.1.2.2 Breve antecedente de la ingeniería sísmica. Al interpretar a Bozorgnia y Bertero¹² la historia de la ingeniería sísmica (IS) puede ser estudiada desde dos perspectivas diferentes. Si se analiza como el conjunto de esfuerzos para hacer las estructuras resistentes a sismos, se puede referenciar su origen alrededor del año 3000 a.C. en China, junto al creciente desarrollo de obras colosales como las pirámides de Egipto (2700-2500 a.C.), el Partenón de la Grecia antigua (447-438 a.C.) y la gran muralla China (200 a.C.); siendo el sismo de Lisboa (1755) por su poder destructivo, quien marcó la transición de la concepción mítica de los terremotos hacia una búsqueda del conocimiento analítico.

No obstante, los autores¹² también referencian la IS como una rama de la ingeniería civil relativamente nueva, si se contempla sus inicios a partir del esfuerzo de la investigación científica, denominándola así como Ingeniería Sísmica Moderna (ISM), cuyo origen, a pesar de ser difícil de determinar, ha estado caracterizado por una serie de eventos de gran impacto para la comunidad investigativa.

Por su parte, Reitherman¹³ describe (Tabla 1) el inicio de la ingeniería sísmica moderna, resaltando seis grandes sismos que brindaron un fuerte ímpetu en la búsqueda de un mayor conocimiento respecto al fenómeno sísmico; siendo de especial interés, el sismo de San Francisco (1906), Messina-Italia (1908) y Kanto-Japon (1923), los cuales, de algún modo compartían tres características en común:

- Los sismos fueron altamente dañinos.

¹² BOZORGNIA y BERTERO, Op.cit., p. 4.

¹³ REITHERMAN, Robert. Earthquakes that have initiated the development of earthquake engineering. En: Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering. 2006, vol. 39. no. 3. p. 148-150. ISSN 1174-9857.

- Ocurrieron cuando la ingeniería civil junto con la sismología habían avanzado al punto que la ingeniería sísmica pudo extenderse a partir de estos fundamentos.
- Sucedió cuando existía al menos una mínima receptividad política a la idea de la construcción de leyes sismo-resistentes.¹⁴

Lo anterior, permite entender como los primeros intentos en la cuantificación de los efectos dinámicos de los terremotos sobre las estructuras, se realizaron a partir de su representación en fuerzas estáticas, a la vez que se obedecía, principalmente, a las metodologías de diseño existentes frente a otras acciones, como aquellas relacionadas con carga muerta, viva y viento.

Tabla 1. Fenómenos sísmicos que impulsaron el desarrollo de la ingeniería sísmica en el mundo.

Evento sísmico	Hechos	Aportes
San Francisco (18 de abril de 1906) ¹⁵	Sismo de magnitud 8, originado por la ruptura de 500 km de la falla de San Andrés en el norte de California. ¹⁶ Antes de los años 20 y 30 no existía ninguna regulación de construcción sismo resistente.	- Publicación de 2 volúmenes por parte de la SEIC (State Earthquake Investigation Comission) • Tomo 1: Descripción cualitativa para la prevención contra incendios, elaboración de casas de madera y uso del concreto reforzado como material constructivo • Tomo 2: publicación de la teoría del rebote elástico por Hugo Fielding Reid (1859-1944). - Algunos ingenieros empezaron a incorporar los efectos sísmicos en los edificios usando un enfoque de velocidad de viento equivalente (equivalent-wind-speed) similar al de Gustave Eiffel (1832-1923) para el diseño de edificaciones resistentes al viento. En el diseño sísmico se empleaban cargas de viento de cerca de 720 Pascal y/o cargas de viento quasi sísmicas extremadamente altas¹⁶

¹⁴ Ibid., p. 145.

¹⁵ BOZORGNIA y BERTERO, Op.cit., p. 3.

¹⁶ REITHERMAN, Op.cit., p. 148.

Tabla 1. Continuación

Evento sísmico	Hechos	Aportes
Messina Italia (28 de diciembre de 1908) ¹⁷	Sismo de magnitud 7.5 ¹⁷ , localizado entre la ciudad de Reggio y la ciudad de Sicilia ¹⁸ . Víctimas: entre 83000 y 120000 ¹⁷	- Realización de los primeros estudios científicos de la mecánica de construcción sismo resistente. - Modesto Panetti y su comité propuso la regulación de construcción conocida como fuerza horizontal estática equivalente¹⁸. Fundamentados en la ley de Newton $F=m*a$, determinaron el coeficiente sísmico, lo cual condujo a familiarizarse con el concepto de cortante basal (peso de la edificación por dicho porcentaje sísmico)¹⁹. Observando que las edificaciones de dos y tres pisos no se habían desplazado como una caja rígida y que los pisos superiores parecían haber experimentado mayores aceleraciones que los inferiores²⁰, especificaron la asignación de una fuerza lateral para el primer piso de 1/12 del peso de la edificación por encima de este, y de 1/8 del peso por encima de cada uno de los respectivos pisos restantes ²¹.
Kanto, Japon (1 de Septiembre de 1923) ²¹	Sismo de magnitud 7.8, destruyó la ciudad portuaria de Yokohama ²¹	- Establecimiento de la primera regulación sísmica del mundo (1924 Building Code Enforcement Regulation), aplicada en Tokyo y en zonas urbanas altamente desarrolladas y de prominentes edificaciones²⁰. - Toshikata Sano de la universidad de Tokyo y su estudiante Tachu Naito propusieron el coeficiente sísmico “Shindo”, el cual se implementó en el código para el diseño de estructuras de acero, madera, mampostería y concreto reforzado que resistieran una fuerza equivalente del 10% del peso de la estructura²⁰.

¹⁷ BOZORGNIA y BERTERO, Op.cit., p. 4.

¹⁸ REITHERMAN, Op.cit., p. 150.

¹⁹ Ibid., p. 160.

²⁰ Ibid., p. 151.

²¹ BOZORGNIA y BERTERO, Op.cit., p. 5.

Bozorgnia y Bertero²² a su vez, resalta la participación de Estados Unidos con la formulación de distintos “códigos de construcción” durante los años de 1933 y 1959, época en la cual se introdujeron conceptos como “cortante basal”, “amenaza sísmica” y “periodo de vibración”.

Posteriormente, Reitherman²³ describe el marcado y rápido cambio que se dio en el campo de la IS durante la década de los sesenta, con el desarrollo del computador, lo que permitió la aplicación de muchas innovaciones técnicas en el campo del conocimiento; particularmente, aquellas que ya se habían dado en décadas, o incluso siglos anteriores, como el “método de distribución de momentos” planteado por Hardy Cross en 1930; el concepto de “espectro de respuesta” propuesto por Maurice Biot en 1932; así como el desarrollo del “análisis cronológico inelástico”.

Este último, condujo al desarrollo del “concepto de ductilidad”, con el fin de explicar, de acuerdo con Andrews²⁴, la aparente anomalía de “supervivencia sísmica” de las edificaciones con una inadecuada resistencia. Concepto, que fue cuantificado empíricamente en los trabajos realizados por Newmark durante los años sesenta y que posteriormente, según Priestley; Calvi y Kowalsky²⁵, condujo al establecimiento de relaciones con el factor de “reducción de fuerzas” -R-, tales como: “la aproximación de igual desplazamiento” y “la aproximación de igual energía”; lo que permitió el diseño de estructuras con un control mucho más económico y factible. Posteriormente, Diebold *et al.* y Moehle; Hooper y Lubke exponen que entre 1967 y 1995, se introdujeron los requerimientos de “detallado dúctil para pórticos y muros

²² Ibid., p. 9-10.

²³ REITHERMAN, Robert. Earthquakes and engineers: an international history. ilustrada ed. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers, 2012. p. 306,320. ISBN 978-0-7844-7635-2.

²⁴ ANDREWS, Latham. Before Beginning: The Birth of the New Zealand Society for Earthquake Engineering. 1 ed. Wellington, New Zealand: New Zealand Society for Earthquake Engineering, 2008. p. 1. ISBN 978-0-908960-50-7.

²⁵ PRIESTLEY; CALVI y KOWALSKY, Op.cit., p. 4.

sismo resistentes de concreto reforzado” (Diebold *et al.*; Moehle y Hooper; Filiatrault).

Conforme a Andrews²⁴, durante estos años, Jhon Hollings Hollings, inspirado en los avances mencionados, formula ideas de “diseño para el control de una jerarquía de modos de falla favorables” orientadas a cumplir con el requerimiento de diseño de estructuras con “ductilidad adecuada” establecido en el código de Nueva Zelanda de 1995. Ideas que posteriormente evolucionarían al diseño por capacidad desarrollado inicialmente por Park y Paulay en 1975 y posteriormente por Paulay y Priestley en 1992.

La revisión de los desarrollos actuales, permite analizar al sismo desde el punto de vista de su intensidad, contenido y frecuencia de manera integrada con la respuesta estructural (o comportamiento estructural). En esta forma, se registran, a continuación, los sistemas estructurales frente a las fuerzas sísmicas; para luego, entrar en materia del “diseño estructural” y particularmente del “diseño por capacidad”.

5.1.3 Sistemas estructurales resistentes a fuerzas sísmicas. De acuerdo con las características de **resistencia, rigidez y ductilidad**, el **sistema de resistencia sísmica de una edificación** se clasifica, de acuerdo con la NSR-10, en cuatro tipos generales de sistemas estructurales, que son:

- **A.3.2.1.1 Sistema de muros de carga** - es un sistema estructural que no dispone de un pórtico esencialmente completo y en el cual las cargas verticales son resistidas por los muros de carga y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales.
- **A.3.2.1.2 Sistema combinado*** - es un sistema estructural en el cual:

* Según PAULAY y PRIESTLEY, Op.cit., p. la responsabilidad de resistencia a fuerzas laterales puede ser únicamente asignada a los muros estructurales, siendo los efectos de la carga gravitacional en estos elementos rara vez significativos. Pueden existir otros elementos en la

- (a) Las cargas verticales son resistidas por un pórtico no resistente a momentos, esencialmente completo, y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales, o
 - (b) Las cargas verticales y horizontales son resistidas por un pórtico resistente a momentos, esencialmente completo, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales, y que no cumple los requisitos de un sistema dual.
- **A.3.2.1.3 Sistema de pórtico** - es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y fuerzas horizontales.
 - **A.3.2.1.4 Sistema dual*** - es un sistema estructural que tiene un pórtico espacial resistente a momentos y sin diagonales, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales.²⁶

Ahora, debido a que cada uno de los sistemas estructurales de resistencia sísmica, se subdividen según los tipos de elementos verticales utilizados para resistir las fuerzas sísmicas y el grado de capacidad de disipación de energía del material estructural empleado; y, de acuerdo con el objetivo de este trabajo, los sistemas de resistencia a fuerzas horizontales que se estudian en esta tesis son: **el sistema de pórtico de concreto reforzado resistente a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES) y el sistema combinado de muros estructurales de concreto reforzado con capacidad especial de disipación de energía (DES).**

Del mismo modo, al asociar los “sistemas estructurales” con el objetivo de la ingeniería sísmica, se puede comprender que el ingeniero que aborda las estructuras de resistencia sísmica, se enfrenta al diseño y aplicación de los métodos

edificación, responsables de soportar solamente cargas gravitacionales, cuya contribución a la resistencia a fuerza lateral a menudo se desprecia.

* Conforme a Paulay y Priestley, los pórticos de concreto reforzado interactúan con los muros de concreto reforzado y juntos proporcionan la resistencia necesaria para las fuerzas laterales; mientras cada sistema, porta su parte correspondiente de la carga gravitacional. Tales tipos de estructuras, se conocen también como estructuras duales, híbridas o estructuras muro-pórtico. Para mayor información ver numeral A.3.2.1.4 de la NSR-10.

²⁶ MINISTERIO DE AMBIENTE VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL. Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10 (19 de marzo de 2010). Título A - requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. AIS. Bogotá, D.C., 2010b, no. Decreto 926. p. 186.

y técnicas del análisis sísmico; para lo cual debe, a criterio de este trabajo, conocer la razón de ser de la morfología de la estructura sismológica y las causas profundas de su comportamiento. Significa esto, que el ingeniero sísmico (como se comentó anteriormente), está en capacidad de crear métodos y diseños, a los que aplica ecuaciones y puede por lo tanto planear, conocer y rectificar una estructura antes de ser construida.

De ahí su objetivo, identificar, estudiar alternativas, seleccionar, analizar y verificar resultados de la solución estructural a un problema ingenieril, teniendo presentes los criterios de **funcionalidad, economía y seguridad**.

En el diseño estructural completo se distinguen dos etapas: análisis y diseño.

A propósito de la capacidad de innovar diseños por parte de la ingeniería sísmica, a continuación se comenta sobre el mismo:

5.1.4 Diseño. Al llegar a “diseño por capacidad” (tema objeto de estudio en este trabajo) es importante acotar “el diseño estructural” y “sismo-resistente”; no sin antes, comentar una pequeña definición de diseño en sí.

Responde éste, a un consenso de varios expertos, como el proceso previo de configuración o prefiguración mental, para luego, expresarla en la práctica, en pro de buscar soluciones en cualquier campo. De donde, su objetivo es seleccionar la forma, los materiales y el detallado (dimensiones, conexiones y refuerzo) de los componentes que conforman el sistema estructural.

Por supuesto, en el campo ingenieril se conocen, entre otros, el diseño estructural, el sismo-resistente o el diseño por capacidad; este último, surge del primero, el estructural:

5.1.4.1 En cuanto al diseño estructural. En Sarria²⁷ se define al diseño estructural como el medio que garantiza el material de buena calidad, que no presenta fallas durante su periodo de vida útil, las cuales van desde fallas de servicio hasta problemas de inestabilidad o roturas; también se controlan las deformaciones que el material pudiera presentar, pues en el momento en que se perciben las imperfecciones de un material, este deja de ser funcional. Por otro lado, la creatividad de los que están involucrados en todos los procesos de diseño estructural es fundamental, pues se ahorran gastos.

Lo que indica, que el diseño estructural sugiere la investigación del material y las características que lo convierten en único. Lo mismo, los costos que tendrá y, sus propiedades, tales como aislamiento térmico y acústico, impermeabilidad, entre otros. A propósito de esto, se ha señalado que este diseño se compone de dos partes: la intuición de los creadores y el método científico, con los siguientes criterios o principios delimitados por Wilson²⁸ como: seguridad, funcionalidad y economía.

- **La seguridad:** determina el control de las deformaciones excesivas que obligan a que salga de servicio o el rompimiento o separación de alguna de sus partes o de todo el conjunto. Una de las condiciones de seguridad, depende de las propiedades mecánicas de los materiales utilizados.
- **La funcionalidad:** se refiere al funcionamiento de la estructura durante su vida útil para las cargas solicitadas. Es decir, que una estructura podría dejar de ser funcional si presenta deformaciones excesivas y transmite una sensación de inseguridad a sus habitantes.
- **La economía:** se refiere al aprovechamiento de los recursos, lo que determina un reto para el diseño estructural. En la economía se conjuga la creatividad del ingeniero con su conocimiento.

²⁷ SARRIA, Op.cit., p. 12.

²⁸ WILSON, L. Edward. Análisis estático y dinámico de estructuras. Berkeley, California: Morrison Ingenieros, 2015. p. 13. ISBN 0-07-011394-7.

5.1.4.2 Respecto del diseño estructural sismo resistente. Es el que gobierna la mayoría de los códigos del mundo, se encuentra primordialmente basado en fuerzas, debido a que obedece a una serie de sucesos históricos vinculados a las metodologías de diseño frente a otras acciones, como aquellas de carga muerta y viva.

Se puede decir, entonces, que en un diseño basado en fuerzas, el ingeniero se centra solamente en verificar que las acciones actuantes sean iguales o mayores a las resistencias de diseño garantizando que no ocurra la falla. No obstante, en el diseño frente a acciones sísmicas, la resistencia pierde cierta importancia, y cobran mayor relevancia los conceptos de rigidez y ductilidad.

A partir de lo anterior, asociado a los antecedentes de ingeniería sísmica, y de lo señalado en Paulay²⁹, dos aspectos del diseño sismo resistente son relevantes para entender algunas de las limitaciones de los procedimientos actuales. El primero, respecto al uso ampliamente aceptado del espectro de diseño en zonas de amenaza sísmica (ver descripción del problema), y el segundo con relación al uso del factor de reducción de resistencia, R , es decir, del factor de ductilidad asumido.

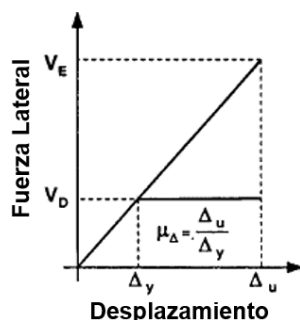
El factor de reducción de resistencia, como su nombre lo indica, busca reducir los niveles de demandas sísmicas elásticas a niveles aceptables de diseño, asumiendo un daño en la estructura durante el sismo sin representar en ningún momento su colapso. Factor que en el código de construcción nacional se encuentra indirectamente relacionado con la capacidad de ductilidad de desplazamiento, μ_{Δ} , bajo el concepto de “igual desplazamiento” descrito en Priestley³⁰ a través de la ecuación (1) y de la Figura 1:

²⁹ PAULAY, Seismic design of concrete structures the present needs of societies, Op.cit., p. 8.

³⁰ PRIESTLEY, M.J.N. Performance based seismic design. En: Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering. 2000, vol. 33. no. 3. p. 1. ISSN 1174-9857.

$$R = \mu_{\Delta} \quad (1)$$

Figura 1. Aproximación de igual desplazamiento.



Fuente: PRIESTLEY, M.J.N. Aproximación de igual desplazamiento. [Imagen]. Performance based seismic design. vol. 33. no.3. New Zealand: Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering. 2000, p. 325-346.

Lo anterior, incorpora un mayor riesgo en la medida que son predominantes los efectos sísmicos, puesto que, a comparación de otras cargas, como la viva y la de viento, se espera un mayor daño en la estructura.

Por lo tanto, asumir el grado de daño solamente a partir del material y del sistema estructural, da lugar a aceptar, conforme a lo afirmado por Hollings, que para los niveles sugeridos por el código colombiano de construcción, “el diseño estructural puede justificarse únicamente garantizando un adecuado desempeño post-elástico de la estructura”³¹. Para ello, Hollings³² sugiere la implementación de un “enfoque sistemático” en lugar de un método aleatorio que genere un comportamiento arbitrario. Un método racional que busca, según Paulay³³, detallar regiones de potencial rotulación plástica para proporcionar una reserva en la capacidad de

³¹ HOLLINGS, John P. Reinforced concrete seismic design. En: New Zealand Engineering. 1971, vol. 26. no. 12. p. 221-222.

³² Ibid., p. 223.

³³ PAULAY, Seismic design of concrete structures the present needs of societies, Op.cit., p. 8.

ductilidad sin incidir en grandes costos, de forma que las estructuras construidas “sean muy tolerantes con respecto a la incapacidad de predecir las demandas de ductilidad de manera adecuada”³³.

En este sentido y de conformidad con lo señalado en Paulay³⁴, para alcanzar los objetivos enunciados en el numeral A.1.2.2 del Código nacional^{35*}, es necesario que el diseñador se “enfoque en las cualidades estructurales” de manera que los desplazamientos y las demandas de resistencia a fuerza lateral, no representen una amenaza de la “integridad estructural para soportar cargas gravitacionales” como para salvaguardar la vida humana. Y, aunque el factor de reducción de resistencia sea un “indicador de la respuesta inelástica de todo el sistema”, se debe prestar especial atención a las “demandas de ductilidad que se requieren en las regiones críticas de potencial rotulación de la estructura”³⁶.

Los objetivos del diseño basado en resistencia propuesto en el reglamento Colombiano, establecen los principios del diseño basado en desempeño a partir de la determinación de los daños aceptados en una edificación conforme al sismo esperado. El código busca una implementación del enfoque a partir del control del desplazamiento y de la rigidez, esto según López Palomino “mediante el coeficiente de importancia (I), que tiene como objeto amplificar la aceleración espectral (S_a) ... en función del uso de la edificación {(indispensables, de atención a la comunidad, ocupación especial y ocupación normal)} ... {Así, por ejemplo}, la aplicación del coeficiente I, pretende llevar a las edificaciones de uso indispensable al nivel de

³⁴ PAULAY, The Philosophy and Application of Capacity Design, Op.cit., p. 117-118.

³⁵ MINISTERIO DE AMBIENTE VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL, Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, Op.cit., p. A1-A2.

* Al comprender los objetivos del diseño sismo resistente se percibe que designan en primer lugar, reducir a un mínimo el riesgo de la pérdida de vidas humanas, y conservar, en lo posible, el patrimonio del Estado y de los ciudadanos. En segundo lugar, resistir temblores moderados o fuertes sin colapso.

³⁶ PAULAY, The Philosophy and Application of Capacity Design, Op.cit., p. 118.

desempeño ocupación inmediata, y las de ocupación normal al nivel de desempeño preservación de la vida”³⁷.

Es de resaltar que, el estado límite de interés, en este trabajo, es el estado límite último o de supervivencia, el cual se encuentra asociado a un temblor fuerte, en el que se esperan daños a elementos estructurales y no estructurales pero sin colapso, siendo el criterio más importante la preservación de la vida.

En este orden deductivo, desde la concepción de diseño, se describe a continuación, todo lo relacionado con el “diseño por capacidad” tema central objeto de este estudio:

5.1.4.3 Diseño por capacidad.

- **A manera de concepto:** Paulay define el diseño por capacidad como una “estrategia que invita al diseñador a “decirle a la estructura” dónde las rótulas plásticas son deseables o convenientes y factibles a estado limite último, y a suprimir la plastificación en todas las demás regiones. La estrategia se dirige al establecimiento de una jerarquía de resistencia o de capacidad entre los elementos de todo el sistema”³⁸. Por lo tanto, “el diseño por capacidad” es de acuerdo con Paulay y Priestley³⁹ una “poderosa herramienta de diseño” orientada a que la estructura como un todo sea menos sensible a las características de un sismo.

Para ello, Paulay hace énfasis en la necesidad de:

³⁷ LÓPEZ PALOMINO, Paulo Marcelo. Propuesta de adaptación del documento ASCE/SEI31-03 “Evaluación Sísmica De Edificaciones Existentes”. Trabajo de grado Maestría en Ingeniería Civil con énfasis en Ingeniería Estructural. Bogotá D.C.: Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito. 2014. p. 18.

³⁸ PAULAY, The Philosophy and Application of Capacity Design, Op.cit., p. 119.

³⁹ PAULAY y PRIESTLEY, Op.cit., p. 40.

... escoger los diferentes elementos del sistema primario de resistencia sísmica de acuerdo al mecanismo aceptado, {y} posteriormente diseñarlos y detallarlos adecuadamente para la disipación de energía bajo grandes deformaciones impuestas. {En consecuencia}, todos los demás elementos estructurales, son protegidos de las acciones {o mecanismos} que puedan causar la falla proporcionándolos con una resistencia mayor {capacidad} que la correspondiente a la máxima resistencia posible en las regiones de potencial rotulación plástica.⁴⁰

- **Sus bases:** su concepción y enfoque, fue desarrollado en Nueva Zelanda, inicialmente por los aportes investigativos de John Hollings en la década de los 60. Posteriormente, el método evolucionó y se consolidó a través de 40 años con los trabajos investigativos realizados por Park y Paulay en 1975 y posteriormente por Paulay y Priestley en 1992.

- **Objetivo del Diseño por Capacidad y aspectos básicos:** el objetivo del “diseño por capacidad” es **establecer** una jerarquía de resistencia, que le permita al diseñador tener un conocimiento más claro, del comportamiento estructural una vez éste incurse en el rango inelástico. Es por ello, que el término “resistencia” debe ser definido apropiadamente.

Entendida la resistencia, como la capacidad que tiene una estructura, un elemento o una sección en particular de soportar cargas o tensiones sin colapsar. En este orden de relaciones entre el diseño por capacidad y jerarquización de resistencias, cabe enunciar las correspondientes definiciones, según Paulay (1975), así:

- **Resistencia requerida (S_u):** corresponde a la demanda resultante de la aplicación de cargas y fuerzas factorizadas prescritas a estado límite último. Un objetivo principal del diseño estructural es proporcionar una resistencia, también conocida como resistencia de diseño o resistencia confiable (ϕS_i), que satisfaga esta demanda.

⁴⁰ PAULAY, The Philosophy and Application of Capacity Design, Op.cit., p. 119.

- **Resistencia ideal (S_i):** o resistencia nominal, se basa en la teoría establecida de la mecánica estructural prediciendo el estado límite prescrito con respecto a la falla de una sección. Está basada en las dimensiones finales, disposición y contenido de refuerzo, y las propiedades de resistencia del material especificadas en el código. La relación:

$$\phi S_i \geq S_u \quad (2)$$

Puede ser convenientemente definida con un factor de reducción de resistencia $\phi \leq 1.0$. Se usan alternativamente factores de resistencia del material.

- **Resistencia probable (S_p):** toma en cuenta la resistencia probable de los materiales generalmente comúnmente utilizados durante los desplazamientos sísmicos moderados. Requiere el conocimiento de la resistencia promedio de los materiales usados en construcción. Esta puede ser cuantificada como:

$$S_p \geq \phi_p S_i \quad (3)$$

Donde ϕ_p es el factor de resistencia probable {y es mayor a la unidad}. Las propiedades de resistencia probable son usadas en la estimación de la resistencia de estructuras existentes y en la modelación de análisis dinámicos cronológicos para predecir el comportamiento probable de una estructura expuesta a los registros sísmicos seleccionados.

- **Sobrerresistencia (S_o):** considera todas las posibles fuentes que pueden contribuir a una resistencia mayor a la nominal. La contribución más significativa en el incremento de la resistencia bajo fuertes demandas de ductilidad es el desarrollo de una resistencia del material mayor que la asumida o especificada en la rutina de diseño. Esto es expresado convenientemente por el factor de sobrerresistencia de los materiales, λ_o , tal que:

$$S_o = \lambda_o S_i \quad (4)^{41}$$

Igualmente, es conveniente conceptualizar para propósitos del presente documento, el factor de sobrerresistencia a flexión, definido por Paulay y Priestley como:

⁴¹ Ibid., p. 119-120.

- **Factor de sobrerresistencia a flexión (ϕ_o):** para cuantificar la jerarquía de resistencia en el diseño de estructuras dúctiles, es conveniente expresar la sobrerresistencia de un elemento a flexión $S_o = M_o$ en una sección específica, tal como un punto nodal de un modelo analítico, en términos de la resistencia requerida a flexión $S_E = M_E$ en la misma sección, derivada de un análisis elástico solo para fuerzas sísmicas. La relación así descrita:

$$\phi_o = S_o/S_E = M_o/M_E \quad (5)^{42}$$

Por lo tanto, suministrándose una adecuada resistencia en las regiones de potencial plastificación, conforme al mecanismo inelástico admisible seleccionado, y posteriormente evaluando la sobrerresistencia en dichas zonas, es posible proteger los elementos, o partes de ellos, previstos para un comportamiento elástico.

Pese a los vacíos existentes en un diseño basado en fuerzas, Hollings⁴³ destaca los siguientes tres avances: (1) el conocimiento aproximado de lo que es el máximo sismo posible, (2) el conocimiento de cómo calcular los valores máximos de las fuerzas en la estructura en el rango elástico y (3) el conocimiento de la importancia del desempeño post-elástico de la estructura. Avances que permiten tener cierto grado de confianza para aplicar un proceso racional bajo las siguientes consideraciones:

- Una vez se han fijado las posiciones de las rótulas y las magnitudes de sus capacidades a momento último, la estructura se vuelve estáticamente determinada entre rótulas.
- Además, una vez todas las rótulas se han formado ellas actúan como un sistema de fusibles, tal que sin importa que tan grande pueda volverse el sismo, las fuerzas internas en la estructura no pueden aumentar, en vez de esto, la energía sísmica adicional es disipada a través de mayores rotaciones en las rótulas, es decir, mediante mayores deflexiones en la estructura.
- Así, si se aplica un factor de cargas adecuado ... a los momentos de las rótulas se puede diseñar los elementos entre estas garantizando que su resistencia no pueda ser excedida incluso durante el mayor sismo. Esto da un método

⁴² PAULAY y PRIESTLEY, Op.cit., p. 35-36.

⁴³ HOLLINGS, Op.cit., p. 217-218.

certero para incluso convertir materiales frágiles en una estructural globalmente dúctil ... ⁴⁴

En este sentido, el autor propone una metodología organizada en **dos fases**. La **primera**, se ocupa principalmente de la resistencia y abarca los siguientes pasos:

- Paso 1. Seleccionar las dimensiones tentativas desde un diseño preliminar.
- Paso 2. Estimar el periodo y las propiedades de los modos.
- Paso 3. Usar el espectro de respuesta para obtener la respuesta elástica.
- Paso 4. Calcular el factor de reducción requerido.⁴⁵

La **segunda fase**, enfocada principalmente en cómo alcanzar una reserva de ductilidad, siendo dos pasos de relevante importancia: **Un paso** que vincula el factor de reducción calculado con el factor de ductilidad:

$$R = \mu_{\Delta} \quad R = \sqrt{2\mu_{\Delta} - 1} \quad (6)$$

Y, **el otro paso**, orientado a encontrar la posición de las rótulas plásticas⁴⁵.

Esta **segunda** fase, es crucial debido a que le proporcionara a la estructura de concreto reforzado su “vital ductilidad”. Para lograr lo anterior, el establecimiento de las rótulas plásticas, existen unos parámetros por seguir, según lo dicen Paulay y Priestley, así:

- Debe seleccionarse un mecanismo plástico cinemáticamente admisible.
- El mecanismo plástico seleccionado debe ser tal, que la ductilidad de desplazamiento global necesaria pueda desarrollarse con las menores demandas de rotación inelástica en las rótulas plásticas.
- Una vez el adecuado mecanismo plástico es seleccionado, la regiones para la disipación de energía (rótulas plásticas) son determinadas con un relativo alto grado de precisión.
- Partes de la estructura previstas para permanecer elásticas en todo momento, son diseñadas de modo que no puedan ocurrir deformaciones inelásticas bajo

⁴⁴ Ibid., p. 237.

⁴⁵ Ibid., p. 223.

las máximas acciones factibles correspondientes a la sobrerresistencia de las rótulas plásticas, resultando irrelevante si la falla es dúctil o frágil.⁴⁶

Dados algunos aspectos básicos del “diseño por capacidad”, relacionados con la resistencia; con la asociación de sobrerresistencia en rótulas; con la síntesis del proceso racional propuesto por Hollings en dos fases; y, con algunos parámetros para establecer rótulas plásticas, en el Cuadro 1 se exponen los procedimientos del diseño por capacidad, para el comportamiento estructural predecible, **tanto de pórticos dúctiles de concreto reforzado resistentes a momentos**, como de **muros estructurales dúctiles en voladizo de concreto reforzado**, desde la interpretación de la NSR-10 y Paulay y Priestley 1992 así:

Cuadro 1. Procedimiento de “diseño por capacidad” para el comportamiento estructural predecible en pórticos dúctiles de concreto resistentes a momentos.

Procedimiento de diseño por capacidad	
1. Selección del mecanismo plástico o el mecanismo de respuesta para la disipación de energía: Según Paulay ⁴⁷ el rol del ingeniero estructural consiste en seleccionar las rótulas plásticas en vigas y columnas que permitan el desarrollo completo de un mecanismo cinemáticamente aceptable en el sistema estructural.	
NSR-10	Paulay y Priestley 1992
Moehle y Hooper ⁴⁸ explican que para el mecanismo plástico previsto se requiere un adecuado detallado de las columnas para permitir la formación de rótulas en los extremos que aseguren una adecuada capacidad de ductilidad rotacional a un nivel determinado. Para Paulay ⁴⁹ , este mecanismo requiere la localización de los empalmes del refuerzo principal de la columna en la altura media de la misma, ya que bajo ciclos inelásticos la capacidad de deformación del refuerzo y del empalme se deteriora fácilmente, afectando drásticamente la longitud sobre la cual las barras de refuerzo pueden fluir,	Paulay ⁵⁰ explica que para el mecanismo plástico previsto de columna fuerte-viga débil, las resistencias, tanto de las columnas, como de los nodos, deben ser mayores que las correspondientes a las desarrolladas en las rótulas plásticas de los extremos de las vigas. Con este mecanismo se evita la concentración de la plastificación en unas pocas zonas y en las columnas únicamente se permite la rotulación en la base de los elementos del primer piso, ya que en estas regiones se presenta el mayor momento de empotramiento y un comportamiento totalmente elástico es inviable en términos económicos.

⁴⁶ PAULAY y PRIESTLEY, Op.cit., p. 42.

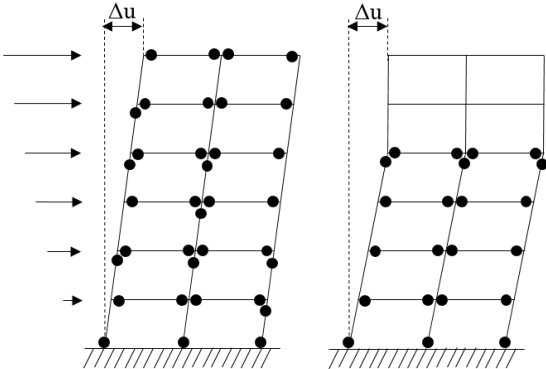
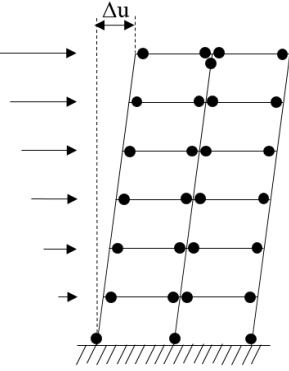
⁴⁷ PAULAY, Seismic design of concrete structures the present needs of societies, Op.cit., p. 10.

⁴⁸ MOEHLE, Jack P. y HOOPER, John D. Seismic design of reinforced concrete special moment frames: a guide for practicing engineers. En: NEHRP Seismic Design Technical Briefs. 2016, vol. 1. no. 2. p. 15. ISSN 16-917-40.

⁴⁹ PAULAY, Seismic design of concrete structures the present needs of societies, Op.cit., p. 11.

⁵⁰ Ibid., p. 10-11.

Cuadro 1. Continuación

Procedimiento de diseño por capacidad	
Figura 2. Mecanismo plástico intermedio o aceptable.  Mecanismo Aceptable / Intermedio Fuente: PAULAY, Thomas. Mecanismo plástico intermedio o aceptable. [imagen]. Seismic design of concrete structures the present needs of societies. Paper No. 2001. Acapulco, Mexico: the 11th World Conference on Earthquake Engineering. 1996, p. 11. MOEHLE, Jack P. y HOOPER, John D. Mecanismo plástico intermedio o aceptable. [imagen]. Seismic design of reinforced concrete special moment frames: a guide for practicing engineers. vol. 1. no. 2. Estados Unidos: NEHRP Seismic Design Technical Briefs. 2016, 42 p.	Figura 3. Mecanismos plástico deseable.  Mecanismos Deseable Fuente: PAULAY, Thomas. Mecanismo plásticos deseables. [imagen]. Seismic design of concrete structures the present needs of societies. Paper No. 2001. Acapulco, Mexico: the 11th World Conference on Earthquake Engineering. 1996, p. 11. ARMSTRONG, I.C. Mecanismo plásticos deseables. [imagen]. Capacity design of reinforced concrete frames for ductile earthquake performance. vol. 5. no. 4. New Zealand: Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering. 1972. p. 139.
2. Redistribución de las acciones de diseño: Bondy define la redistribución de momentos como “una invaluable herramienta para lograr un diseño óptimo, eficiente y beneficioso en términos económicos; al entender y tomar ventaja de los efectos del comportamiento inelástico en elementos indeterminados”⁵¹. Reconociendo que las rotaciones transfieren a otras zonas el efecto adicional de carga, Bondy explica que “la redistribución de momentos permite en el diseño de elementos continuos de concreto, proporcionar una capacidad a flexión, ϕM_n, en regiones a momento positivo y/o negativo, que sea menor que el momento en el mismo punto calculado por la teoría elástica lineal. La reducción de la capacidad a momento debe ser estáticamente consistente con el incremento de la resistencia en otras secciones del elemento bajo la misma condición de carga”⁵². Las ventajas de una redistribución de momentos puede consultarse en Paulay⁵³ y Paulay y Priestley⁵⁴.	

⁵¹ BONDY, Kenneth B. Moment redistribution: principles and practice using ACI 318-02. En: PTI Journal. 2003, vol. 1. no. p. 3.

⁵² Ibid., p. 4.

⁵³ PAULAY, Thomas. Moment Redistribution in Continuous Beam of Earthquake Resistant Multistory Reinforced Concrete Frames. En: Bulletin of the New Zealand National Society of Earthquake Engineering. 1976, vol. 9. no. 4. p. 205-206.

⁵⁴ PAULAY y PRIESTLEY, Op.cit., p. 175.

Cuadro 1. Continuación

Procedimiento de diseño por capacidad	
NSR-10	Paulay y Priestley 1992
Redistribución de momentos de cargas gravitacionales (sección C.8.4 de la NSR-10 ⁵⁵ , ver también Kamara y Novak ⁵⁶). No es de uso mandatorio.	Redistribución de momentos de cargas sísmicas y gravitacionales (ver Paulay ⁵⁷ y Paulay y Priestley ⁵⁸).
3. Resistencia de diseño a flexión de la viga: Moehle y Hooper enuncian que “Bajo las combinaciones de cargas factorizadas, la sección del elemento es diseñada tanto a momento positivo como a momento negativo, de manera que la resistencia de diseño sea al menos igual a la resistencia requerida, es decir, $\phi M_n \geq M_u$ ” ⁵⁹ . Donde M_u representa los momentos en la sección debido a las cargas mayoradas, ϕ el factor de reducción de resistencia y M_n , representa la resistencia nominal	
NSR-10	Paulay y Priestley 1992
$M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{A_s f_y}{1.7 f'_c b} \right) \quad (7)$ A partir de la información en Wight y MacGregor⁶⁰ se tiene: A_s igual al área de acero del refuerzo longitudinal a tensión, f'_c la resistencia nominal a compresión del concreto, f_y resistencia nominal a la fluencia del acero, b ancho de la cara a compresión de la viga y d la distancia desde la fibra extrema a compresión al centroide del refuerzo longitudinal a tensión.	$M_n = \phi A_s f_y (d - d') \quad (8)$ A partir de la información en Paulay y Priestley⁶¹ se tiene: A_s igual al área de acero del refuerzo longitudinal a tensión, f_y resistencia nominal a la fluencia del acero, d la distancia desde la fibra extrema a compresión al centroide del refuerzo longitudinal a tensión y d' igual a la distancia desde la fibra extrema a compresión al centroide del refuerzo longitudinal a compresión.

⁵⁵ MINISTERIO DE AMBIENTE VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL, Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, Op.cit., p. C111.

⁵⁶ KAMARA, Mahmoud E. y NOVAK, Lawrence C. Notes on ACI 318-11, building code requirements for structural concrete: with design applications. 12 ed. U.S.A.: Portland Cement Association, 2013. p. 8.1-8.15. ISBN 978-0-89312-276-8.

⁵⁷ PAULAY, Moment Redistribution in Continuous Beam of Earthquake Resistant Multistory Reinforced Concrete Frames, Op.cit., p. 8-15.

⁵⁸ PAULAY y PRIESTLEY, Op.cit., p. 172-185.

⁵⁹ MOEHLE y HOOPER, Op.cit., p. 12.

⁶⁰ WIGHT, James K. y MACGREGOR, James G. Reinforced concrete : mechanics and design. 6 ed. New Jersey, E.U.: Pearson Education, Inc., 2012. p. 204-205. ISBN 978-0-13-217652-1.

⁶¹ PAULAY y PRIESTLEY, Op.cit., p. 189.

Cuadro 1. Continuación

Procedimiento de diseño por capacidad	
4. Sobrerresistencia a flexión de las rótulas plásticas (sobrerresistencia de la sección crítica): La NSR-10 define que “en el cálculo de la sobrerresistencia a flexión se usa las propiedades esperadas del material en las caras de los nudos con un esfuerzo a la tracción para las barras longitudinales de al menos $\lambda_o f_y = 1.25 f_y$ y un factor de reducción de la resistencia ϕ de 1.0”⁶², en donde el factor de sobrerresistencia del material, λ_o, toma en cuenta el aumento de la resistencia a la fluencia del acero con respecto al valor de diseño nominal f_y así como la posible incursión en la zona de endurecimiento por deformación. Paulay y Priestley 1992⁶³ simplifican el diseño de la sección de una viga, asumiendo la distancia entre los centroides del refuerzo a flexión superior e inferior igual a $d - d'$.	
NSR-10	Paulay y Priestley 1992
$M_{pr} = 1.25 A_s f_y \left(d - \frac{1.25 A_s f_y}{1.7 f'_c b} \right) \quad (9)$ Consultar Wight y MacGregor⁶⁴	$M_o = \lambda_o A_s f_y (d - d') \quad (10)$ Consultar Paulay y Priestley⁶⁵
5. Factor de sobrerresistencia del elemento (ϕ_o): El factor de sobrerresistencia de flexión, ϕ_o, permite calcular en cuanto se incrementó o se sobre diseñó la resistencia a momento de la sección crítica, determinado por Paulay y Priestley como “la relación entre la suma de las sobrerresistencias a flexión, desarrolladas por dos vigas adyacentes, $\sum M_{b,o}$, y la suma de las resistencias a flexión requeridas derivadas solamente de las fuerzas sísmicas en estos mismos elementos, $\sum M_{b,E}$”⁶⁶. Para Paulay y Priestley⁶⁷ esta ecuación asume que el momento sobrerresistente impuesto por la viga es compartido en las mismas proporciones por las columnas que se encuentran tanto encima como debajo de la viga. Sin embargo, Paulay sustenta que “Aunque esta relación cambiará significativamente durante la respuesta inelástica dinámica del pórtico, estos cambios son tomados en cuenta cuando se determinan los momentos últimos de diseño en las secciones críticas de las columnas”⁶⁸ (ver ecuación (19)). Adicionalmente, Paulay y Priestley⁶⁶ establecen que debe considerarse el análisis en las dos direcciones principales, usando los símbolos $\overrightarrow{\phi_o}$ y $\overleftarrow{\phi_o}$ para identificar la dirección.	

⁶² MINISTERIO DE AMBIENTE VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL, Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, Op.cit., p. C18.

⁶³ PAULAY y PRIESTLEY, Op.cit., p. 187-189.

⁶⁴ WIGHT y MACGREGOR, Op.cit., p. 1050.

⁶⁵ PAULAY y PRIESTLEY, Op.cit., p. 199.

⁶⁶ Ibid., p. 200.

⁶⁷ Ibid., p. 212.

⁶⁸ PAULAY, Seismic design of concrete structures the present needs of societies, Op.cit., p. 14.

Cuadro 1. Continuación

Procedimiento de diseño por capacidad	
NSR-10	Paulay y Priestley 1992
No Aplica	$\phi_o = \sum M_{b,o} / \sum M_{b,E} \quad (11)$ Para entender el concepto del factor de sobrerresistencia del elemento consultar Paulay⁶⁹ y Paulay⁷⁰
6. Resistencia de diseño a cortante de la viga: Paulay y Priestley explican que “deben evitarse las deformaciones inelásticas por cortante ya que estas están asociadas a una ductilidad limitada, a una reducción de resistencia y a una pérdida significativa de la disipación de energía”⁷¹. El cortante de las cargas gravitacionales, $V_g = V_D + V_L$, está dado por la combinación de los cortantes debido a carga muerta, V_D, y viva, V_L.	
NSR-10	Paulay y Priestley 1992
Según la sección C.21.5.4.1: $V_e = V_p \pm V_g = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{w_u l_n}{2} \quad (12)$ A partir de la información en Wight y MacGregor⁷² se tiene que el cortante de diseño, V_e, es igual a la suma del cortante plástico, V_p, y el cortante por acciones gravitacionales V_g. El valor de los momentos en los extremos de la viga se establece igual a las resistencias de momentos probables M_{pr}. l_n igual a la luz libre y w_u igual a la carga transversal⁷³. A su vez, la NSR-10⁷⁴ establece que debe diseñarse para la envolvente de fuerza cortante que corresponda al mayor valor entre el cortante obtenido del análisis estructural V_u y el cortante de diseño V_e, considerando o no la resistencia a cortante del concreto de acuerdo con C.21.5.4.2.	De acuerdo con la sección 4.5.3: $V_B = V_{gB} + \frac{M_{oB} + M'_{oA}}{l_{AB}} = V_{gB} + \overrightarrow{V_{Eo}} \quad (13)$ $V_A = V_{gA} + \frac{M_{oA} + M'_{oB}}{l_{AB}} = V_{gA} + \overleftarrow{V_{Eo}} \quad (14)$ A partir de la información en Paulay y Priestley⁷⁵ se tiene: $\overrightarrow{V_{Eo}}$ igual a la fuerza sísmica inducida por el sismo durante la respuesta dúctil del pórtico en las dos direcciones principales del plano de análisis. l_{AB}, luz libre (entre las caras de las columnas). M_{oA}, M_{oB}, M'_{oA}, M'_{oB}, igual a los momentos en los extremos correspondientes al desarrollo de la sobrerresistencia a flexión debido a fuerzas laterales. En zonas de potencial rotulación no se toma en cuenta la contribución del concreto a la resistencia a cortante. El factor ϕ de diseño puede tomarse igual a 1.

⁶⁹ Ibid., p. 12-14.

⁷⁰ PAULAY, The Philosophy and Application of Capacity Design, Op.cit., p. 125.

⁷¹ PAULAY y PRIESTLEY, Op.cit., p. 205.

⁷² WIGHT y MACGREGOR, Op.cit., p. 1049.

⁷³ Ibid., p. 1049.

⁷⁴ MINISTERIO DE AMBIENTE VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL, Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, Op.cit., p. C376.

⁷⁵ PAULAY y PRIESTLEY, Op.cit., p. 205-207.

Cuadro 1. Continuación

Procedimiento de diseño por capacidad	
7. Momentos y fuerzas axiales de diseño en columnas:	
NSR-10	Paulay y Priestley 1992
Una columna que es considerada parte del sistema de resistencia sísmica debe satisfacer el requisito de la sección C.21.6.2.2⁷⁶ para todas las combinaciones de carga: $\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb} \quad (15)$ La NSR-10 estipula: Las resistencias a flexión deben sumarse de tal manera que los momentos de la columna se opongan a los momentos de la viga... {y deben considerarse ambas direcciones}... en el plano vertical del pórtico que se esté considerando... La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la carga axial más baja⁷⁷ Igualmente Moehle y Hooper⁷⁸ aclaran que “cada sección de la columna debe satisfacer el requisito básico de diseño de resistencia... Para columnas sujetas a momentos bidireccionales debe cumplirse el requerimiento de $(\phi M_{nx}, \phi M_{ny}, \phi P_n) \geq (M_{ux}, M_{uy}, P_u)$”.	El enfoque de diseño determinístico propuesto en Paulay y Priestley se basa en la obtención de momentos y fuerzas axiales de diseño a partir de la ecuación (19) y (21) respectivamente (ver Cuadro 2). Los momentos de diseño, $M_{u,r}$, calculados de este modo, garantiza una resistencia adecuada de las columnas para que permanezcan elásticas en todos los pisos por encima del primer nivel, mientras se desarrolla la sobrerresistencia de las vigas que las intersectan

⁷⁶ MINISTERIO DE AMBIENTE VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL, Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, Op.cit., p. C379.

⁷⁷ Ibid., p. C379.

⁷⁸ MOEHLE y HOOPER, Op.cit., p. 23.

Cuadro 1. Continuación

Procedimiento de diseño por capacidad	
8. Fuerzas cortantes de diseño en columnas:	
NSR-10	Paulay y Priestley 1992
Para este estudio las fuerzas cortantes únicamente se calculan a partir de la estática asumiendo que en los extremos de la columna, actúan momentos flectores probables en el mismo sentido, calculados, según la NSR-10⁷⁹, con un factor de reducción de resistencia ϕ igual a 1.0 y con un esfuerzo de fluencia igual a $1.25f_y$: $V_e = \frac{M_{pr,top} + M_{pr,bottom}}{l_n}^{80} \quad (16)$ Moehle y Hooper aclaran que “el M_{pr} requerido debe ser igual al máximo momento resistente asociado con el rango de cargas axiales de las diferentes combinaciones de diseño”⁸¹. A su vez, la NSR-10⁸² establece que debe diseñarse para la envolvente de fuerza cortante que corresponda al mayor valor entre el cortante obtenido del análisis estructural V_u y el cortante de diseño V_e, considerando o no de la resistencia a cortante del concreto de acuerdo con C.21.6.5.2.	Según Paulay⁸³ y Paulay⁸⁴ en todos los niveles, menos en el primero y en el último, la fuerza cortante de diseño está basada en un gradiente de momento asumido de manera conservadora, $\phi_o V_E$, e incrementado para permitir formas de onda excepcionales durante la respuesta de un pórtico⁸⁵. Puesto que en el primer piso se espera la formación de una rótula en la base de la columna, el cortante de este elemento, de acuerdo con Paulay y Priestley “debe estar relacionado con la sobrerresistencia a flexión en la potencial zona de plastificación, $\phi_o^* M_E^*$”⁸⁶. Los autores⁸⁷ consideran como aceptable la formación de rótulas plásticas en columnas del último piso, ya que las cargas gravitacionales generalmente gobernarán el diseño de las vigas. Paulay y Priestley⁸⁸ definen las ecuaciones de modo que pueda considerarse por separado las fuerzas unidireccionales laterales en cada una de las dos direcciones principales. Una descripción más detallada se encuentra en la Cuadro 3.

⁷⁹ MINISTERIO DE AMBIENTE VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL, Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, Op.cit., p. C383.

⁸⁰ WIGHT y MACGREGOR, Op.cit., p. 1062.

⁸¹ MOEHLE y HOOPER, Op.cit., p. 27-28.

⁸² MINISTERIO DE AMBIENTE VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL, Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, Op.cit., p. C382-C383.

⁸³ PAULAY, The Philosophy and Application of Capacity Design, Op.cit., p. 126.

⁸⁴ PAULAY, Seismic design of concrete structures the present needs of societies, Op.cit., p. 17.

⁸⁵ PAULAY, The Philosophy and Application of Capacity Design, Op.cit., p. 126-127.

⁸⁶ PAULAY y PRIESTLEY, Op.cit., p. 227.

⁸⁷ Ibid., p. 214.

⁸⁸ Ibid., p. 228.

Cuadro 1. Continuación

Procedimiento de diseño por capacidad	
9. Fuerzas cortantes de diseño del nodo viga-columna: Las fuerzas de diseño que los elementos transfieren al nudo no son, fuerzas determinadas de un análisis estructural convencional.	
NSR-10	Paulay y Priestley 1992
Conforme a Moehle y Hooper: Una vez conocido el cortante de la columna, V_{col}, el cortante horizontal del nodo, V_j, se obtiene por equilibrio de las fuerzas horizontales...El refuerzo longitudinal de la viga se asume que alcanza una fuerza T_{pr} o T'_{pr} igual a $1.25 * A_s * f_y$ o $1.25 * A'_s * f_y$ {(NSR-10, sección C.21.7.2.1)}: $V_u = V_j = T_{pr} + T'_{pr} - V_{col} \quad (17)$...La fuerza de compresión por flexión en la viga a un lado del nodo se toma igual a la fuerza de tensión debido a la flexión en el mismo lado del nodo, ya que se asume que la viga no presenta fuerza axial.⁸⁹	De acuerdo con Paulay⁹⁰, cuando se forman rótulas plásticas en dos vigas adyacentes, el cortante horizontal V_{jh}, es igual a: $V_{jh} = T_1 + T_2 - V_{col} \quad (18)$ Con T_1 y T_2 igual a las fuerzas de tensión introducidas por las dos vigas y V_{col} la fuerza cortante de la columna. El método considera también la fuerza cortante vertical del nodo V_{jv}.

Cuadro 2. Momentos y fuerzas axiales de diseño en columnas según metodología de Paulay y Priestley.

Paulay y Priestley 1992
$M_{u,r} = R_m(\phi_o \omega M_{E,col} - 0.3h_b V_u) \quad (19)$ En lo evidenciado en Paulay⁹¹, la ecuación (19) representa un incremento de los momentos últimos de la columna, $M_{i,col} \geq \phi_o M_{E,col}$, a través del factor ω, en reconocimiento de la variación de los patrones de momento durante la respuesta dinámica elasto-plástica, es decir, refleja el desplazamiento del punto de contraflexión a lo largo de la longitud del elemento. A su vez, Paulay⁹² enuncia la reducción del momento mediante la expresión $0.3h_b V_u$, para corresponder con la localización de la sección crítica en relación a los puntos nodales (Figura 5A).

⁸⁹ MOEHLE y HOOPER, Op.cit., p. 16.

⁹⁰ PAULAY, Seismic design of concrete structures the present needs of societies, Op.cit., p. 19.

⁹¹ Ibid., p. 17.

⁹² PAULAY, The Philosophy and Application of Capacity Design, Op.cit., p. 126.

Cuadro 2. Continuación

Paulay y Priestley 1992	
R_m	Factor de reducción de los momentos de diseño (ver tabla 4.4 en Paulay y Priestley 1992). Para Paulay y Priestley⁹³ es aplicable cuando: • Se espera la fluencia en un pequeño número de columnas de un piso • Columnas sujetas a baja compresión axial o tensión axial neta, $P_u \leq 0.1f'_c A_g$ con P_u negativo si provoca tensión. • Se presenten grandes momentos de diseño debido a amplios factores de amplificación dinámica, ω.
ϕ_o	Factor de sobrerresistencia de la viga. En Paulay y Priestley⁹⁴ el factor está relacionado al equilibrio de momentos entre columnas y vigas adyacentes cuando estas últimas desarrollan su sobrerresistencia. Amplifica los momentos a lo largo de la columna. A su vez, no es aplicable a nivel del terreno (primer nivel) o a nivel de cimentación, puesto que se espera rotulación plástica de las columnas, sin embargo debe aplicarse en la parte superior de la columna del primer nivel para evitar la rotulación simultánea de las columnas. Finalmente, los autores afirman que el factor está relacionado a las cargas sísmicas y la resistencia de la viga incluyendo consideraciones de cargas gravitacionales, razón por la cual estas últimas no necesitan considerarse en las columnas.
$M_{E,col}$	Momento de la columna derivado del análisis elástico inicial para las fuerzas laterales de diseño prescritas. Se refiere a los momentos en el nodo derivados del modelo del pórtico⁹⁵.
ω	Paulay y Priestley⁹⁶ lo definen como el factor de amplificación dinámica, el cual está relacionado al cambio de los momentos elásticos de las columnas durante la respuesta dinámica inelástica de una edificación aporticada frente a un sismo severo. El factor que amplifica los momentos únicamente en los extremos de las columnas es: $\omega = 0.5T_1 + 1.1 \text{ con } 1.5 < \omega < 1.9 \quad (20)$ La aplicación del factor permite que la sección de la columna sea diseñada para considerando únicamente el momento unidireccional, es decir, las columnas diseñadas en cada una de las direcciones principales de análisis de forma independiente tendrán suficiente resistencia a flexión para varias combinaciones de demandas biaxiales a flexión.

⁹³ PAULAY y PRIESTLEY, Op.cit., p. 123.

⁹⁴ Ibid., p. 212, 214, 221.

⁹⁵ PAULAY, The Philosophy and Application of Capacity Design, Op.cit., p. 125.

⁹⁶ PAULAY y PRIESTLEY, Op.cit., p. 215, 218, 221, 229.

Cuadro 2. Continuación

Paulay y Priestley 1992	
Figura 4. Evaluación del factor de amplificación dinámico para columnas de pórticos en dos direcciones.	
h_b	Altura de la viga
V_u	Fuerza cortante de diseño de la columna
$P_{Eo} = R_v \sum V_{Eo} > P_E \quad (21)$	
$\sum V_{Eo}$	Paulay y Priestley ⁹⁷ lo definen como la suma de las fuerzas cortantes inducidas por las fuerzas laterales en las vigas adyacentes a las columnas de todos los niveles por encima del nivel considerado tomando en cuenta la sobrerresistencia y el apropiado sentido de las fuerzas cortantes. Deben considerarse todas las vigas en ambas direcciones (Figura 5B).
R_v	Este es delimitado por Paulay y Priestley ⁹⁸ como un factor de reducción que toma en cuenta la reducción de la probabilidad de que todas las rótulas plásticas desarrollen una completa sobrerresistencia a flexión en todos los niveles (ver tabla 4.5 en Paulay y Priestley 1992).
La estimación de las fuerzas axiales de diseño de la ecuación (21) debe incluir las fuerzas debido a las cargas gravitacionales, por ejemplo $0.9D + E_o$⁹⁹. Paulay y Priestley establecen: Adicionalmente, todas las acciones de diseño que han sido derivadas de las consideraciones del diseño por capacidad requieren cumplir con el requisito mínimo de resistencia en el que la resistencia nominal sea $M_i \geq M_u$, $P_i \geq P_u$, $V_i \geq V_u$, con $\phi = 1$. Así mismo, en secciones donde se esperan rótulas plásticas, por ejemplo en la base de las columnas del primer nivel, la resistencia requerida para el momento y carga axial M_u, P_u esta basada solamente en la combinación de cargas especificada en el código y fuerzas factorizadas en el código. Por consiguiente la resistencia ideal o nominal debe ser evaluada con el uso de factores de reducción de resistencia $\phi < 1.0$¹⁰⁰.	

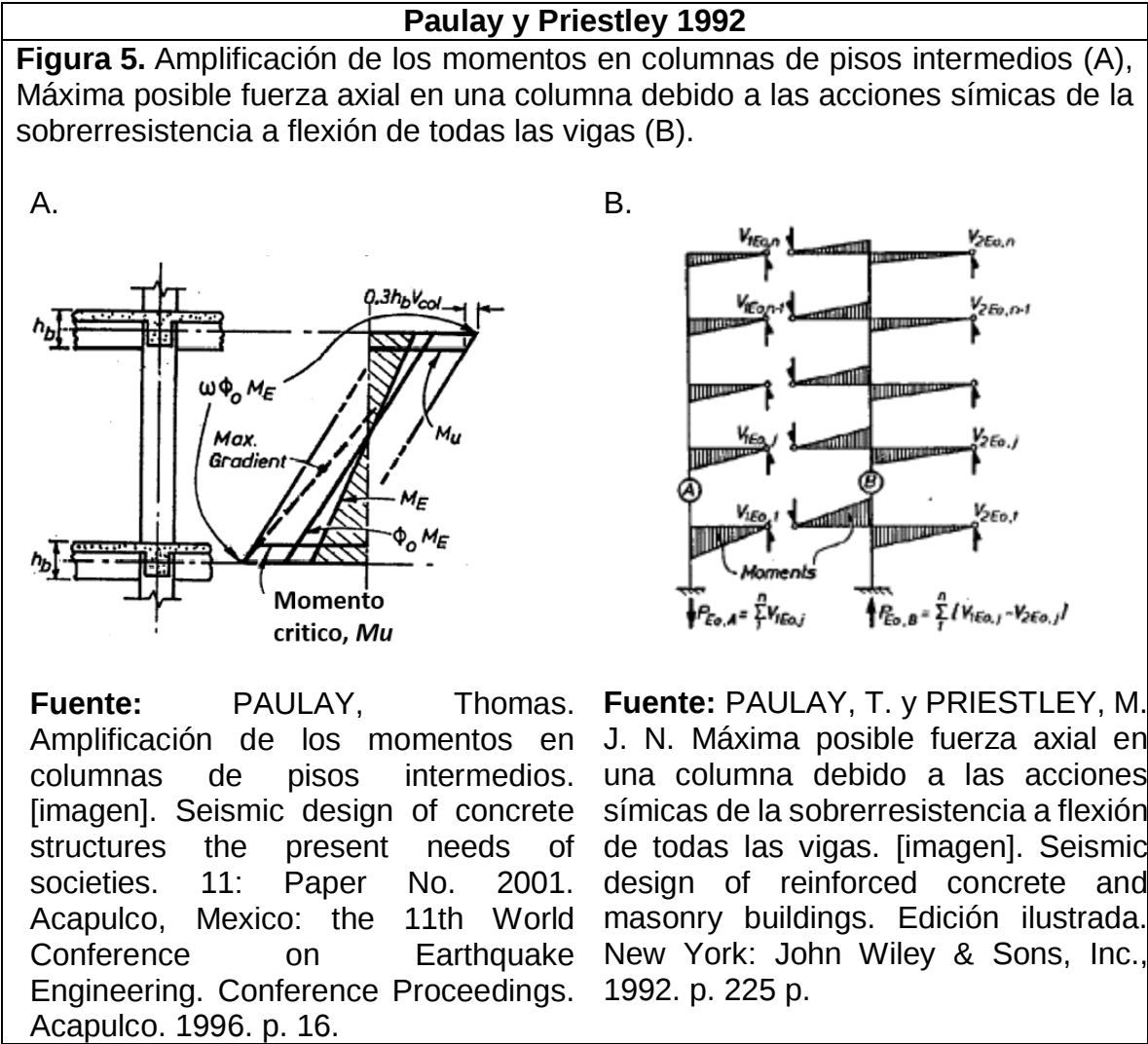
⁹⁷ Ibid., p. 225-226.

⁹⁸ Ibid., p. 226.

⁹⁹ Ibid., p. 229.

¹⁰⁰ Ibid., p. 230.

Cuadro 2. Continuación



Cuadro 3. Fuerzas cortantes de diseño en columnas según metodología de Paulay y Priestley.

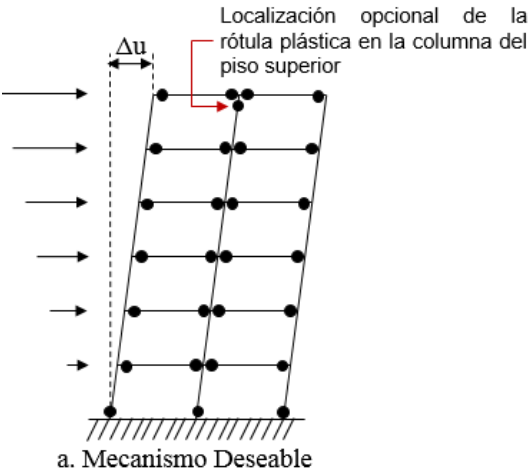
Paulay y Priestley 1992	
Columnas del último piso	Paulay y Priestley ¹⁰¹ establecen que el diseñador puede elegir entre: - La formación simultanea de rótulas plásticas en los extremos, donde el diseño por cortante es el mismo que para vigas sin la presencia del cortante por cargas gravitacionales (sección C.21.6.4.1, NSR-10). - Alrededor de los nodos del piso superior, puesto que no hay diferencia significativa si la rótula plástica se forma en la parte superior de la columna o en los extremos de

¹⁰¹ Ibid., p. 228.

Cuadro 3. Continuación.

Paulay y Priestley 1992		
Columnas del último piso	las vigas conectadas a esta. En este caso, el cortante puede ser evaluado de la misma forma que en las columnas del primer nivel.	
Columnas de pisos intermedios	$V_u = \omega_v \phi_o V_E$ (22)	
	ω_v	Esta defino por Paulay ¹⁰² como el factor de amplificación dinámica de cortante, igual a 1.6 para columnas de pórticos en dos direcciones.
	ϕ_o	Factor de sobrerresistencia de la viga. Las fuerzas cortantes de las columnas están basadas en el máximo momento desarrollado por las vigas.
	V_E	Paulay y Priestley ¹⁰³ la determinan como la fuerza cortante de la columna derivada de un análisis estático para las fuerzas sísmicas del código.
Columnas del primer piso	$V_u = \frac{\phi_o^* M_E^* + 1.6 \phi_o M_{E,top}}{l_n + 0.5 h_b}$ (23)	

Figura 6. Mecanismo de plastificación deseado en pórticos dúctiles de concreto reforzado.



Fuente: Adaptado de ARMSTRONG, I.C. Mecanismo de plastificación deseado en pórticos dúctiles de concreto reforzado. [imagen]. Capacity design of reinforced concrete frames for ductile earthquake performance. vol. 5. no. 4. New Zealand: Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering. 1972. p. 169.
PAULAY, Thomas. Mecanismo de plastificación deseado en pórticos dúctiles de concreto reforzado. [imagen]. Seismic design of concrete structures the present needs of societies. 11: Paper No. 2001. Acapulco, Mexico: the 11th World Conference on Earthquake Engineering. Conference Proceedings. 1996, p. 11.

¹⁰² PAULAY, The Philosophy and Application of Capacity Design, Op.cit., p. 127.

¹⁰³ PAULAY y PRIESTLEY, Op.cit., p. 227.

Cuadro 3. Continuación

Paulay y Priestley 1992		
Columnas del primer piso	ϕ_o^*	Según Paulay y Priestley¹⁰⁴ este es el factor de sobrerresistencia a flexión en la zona de potencial plastificación e igual a: $\phi_o^* = \frac{M_o^*}{M_E^*} = \frac{\lambda_o M_i^*}{M_E^*} = \frac{\lambda_o (M_E^* / \phi_c)}{M_E^*} = \frac{\lambda_o}{\phi_c} \quad (24)$ Donde M_i^* es la resistencia a momento nominal, "M_E^* es el momento derivado para las fuerzas sísmicas de diseño en la base de la columna y M_o^* es la sobrerresistencia a flexión de la sección de la base de la columna según se diseñó, tomando en cuenta el efecto de la fuerza axial asociada con la dirección del ataque sísmico"¹⁰⁵. El valor óptimo λ_o / ϕ relaciona la resistencia probable del refuerzo, λ_o, con el factor de reducción de resistencia, ϕ.
	ϕ_o	Factor de sobrerresistencia de la viga. Paulay y Priestley ¹⁰⁶ enfatizan que se debe aplicar en el extremo superior de la columna para evitar la rotulación simultánea del elemento.
	$M_{E,top}$	Conforme a Paulay y Priestley ¹⁰⁷ este es el momento de la columna derivado de las fuerzas del código en la línea central de la viga en el segundo nivel.
	h_b	Altura de la viga
	l_n	Luz libre de la columna del primer nivel

Cabe concluir de este primer procedimiento, que al aplicarse se logra un diseño óptimo y eficiente en aras de alcanzar un comportamiento estructural predecible. Tal procedimiento, tiene en cuenta los aspectos pertinentes y prioritarios como las cargas factorizadas, los elementos, los momentos positivos y negativos; lo mismo que, los momentos de fuerzas axiales en columnas, la sobrerresistencia de la sección crítica, del elemento de la resistencia de la viga y la relación viga-columna.

¹⁰⁴ Ibid., p. 36.

¹⁰⁵ Ibid., p. 215.

¹⁰⁶ Ibid., p. 227.

¹⁰⁷ Ibid., p. 226-227.

Ahora, en virtud del procedimiento para el comportamiento estructural predecible en pórticos dúctiles de concreto resistentes a momentos, a continuación se relaciona el segundo procedimiento de diseño por capacidad para el comportamiento estructural predecible en muros estructurales dúctiles de voladizo en concreto reforzado:

- Procedimiento de “diseño por capacidad” para el comportamiento estructural predecible en muros estructurales dúctiles en voladizo de concreto reforzado.

Este procedimiento, tiene una secuencia de tres fases, bajo la metodología de Paulay y Priestley 1992 y relacionadas con la selección del mecanismo de respuesta para la disipación de energía, con la sobrerresistencia del elemento y con la envolvente de momento de diseño; de las cuales, la primera, es decir la de selección de mecanismo plástico, también es aplicable al primer procedimiento desarrollado para pórticos, descrito atrás. Así:

• Selección del mecanismo plástico o el mecanismo de respuesta para la disipación de energía

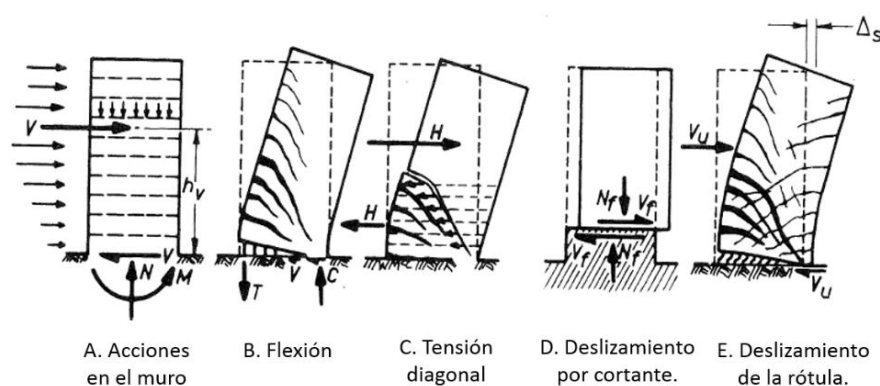
Este segundo procedimiento, considera como fase inicial la selección de un mecanismo cinemáticamente admisible. Considerando el comportamiento de este elemento como una viga vertical en voladizo, Paulay¹⁰⁸ recomiendan la formación de una única rótula en la base del muro, ya que esto representa las menores demandas de ductilidad rotacional (menores deflexiones) para satisfacer las solicitaciones a desplazamiento último, Δ_u , (Figura 7B)¹⁰⁹. Para lograr esto, dos aspectos deben ser contemplados, el primero en relación con garantizar la

¹⁰⁸ PAULAY, Seismic design of concrete structures the present needs of societies, Op.cit., p. 30.

¹⁰⁹ Ibid., p. 29-30.

disipación de energía a través de la fluencia del refuerzo a flexión, por lo que Paulay y Priestley 1992 exponen la necesidad de suprimir la ocurrencia de modos de falla frágiles como los debido a la tensión y compresión diagonal por cortante (Figura 7C), al deslizamiento por cortante en la región de rótula plástica (Figura 7D), inestabilidad de las secciones de muros delgados o del refuerzo de compresión principal y la falla por cortante o por adherencia a lo largo de los empalmes por traslapeo o anclaje (Figura 7E)¹¹⁰.

Figura 7. Posibles modos de falla en muros estructurales en voladizo.



Fuente: PAULAY, T. y PRIESTLEY, M. J. N. Posibles modos de falla en muros estructurales en voladizo. [imagen]. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. Edición ilustrada. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1992. p. 389.

El segundo aspecto, relacionado con la protección de las regiones por encima de la zona de plastificación, de manera que estas permanezcan esencialmente elásticas durante la respuesta plástica del elemento. Por lo tanto, las siguientes faces se toman en cuenta para el diseño a flexión de muros estructurales en voladizo:

¹¹⁰ PAULAY y PRIESTLEY, Op.cit., p. 389.

• **Factor de sobrerresistencia del elemento ($\phi_{o,w}$)**

Para el cálculo del factor de sobrerresistencia del elemento ($\phi_{o,w}$) la resistencia a momento, en la base del muro debe ser calculada; es en este proceso, en el que el diseñador puede intentar proporcionar un refuerzo a flexión lo más cercano posible al momento de diseño demandado por las combinaciones de carga establecidas en el Código. Esto, con el fin de mantener al mínimo la sobrerresistencia a flexión puesto que de lo contrario, se podría incurrir en altas cantidades de refuerzo en la región restante del muro prevista para un comportamiento elástico.

Debido a que se requiere amplificar las acciones subsecuentes, para garantizar un comportamiento dúctil del elemento con la formación de una única rótula en la base, Paulay y Priestley¹¹¹ cuantifican el valor de mayoración de cargas mediante el factor $\phi_{o,w}$, que considera la máxima resistencia a flexión en la base del muro, expresado por la ecuación:

$$\phi_{o,w} = \frac{\text{Sobrerresistencia a flexión}}{\text{Momento debido a las fuerzas preescritas por el código}} = \frac{M_{o,w}}{M_E} \quad (25)$$

Los autores advierten sobre la identificación de cualquier sobrediseño o subdiseño en la resistencia de dicha sección: “Siempre y cuando $\phi_{o,w}$ sea mayor que el valor óptimo λ_o/ϕ (ecuación (24)), el muro poseerá una reserva de resistencia”¹¹¹.

Sin embargo, Paulay y Priestley¹¹¹ resalta que un aumento de esta resistencia superior a la requerida por las fuerzas de diseño, podría significar una reducción de la demanda de ductilidad frente al sismo esperado.

¹¹¹ Ibid., p. 396.

• Envolvente de momento de diseño

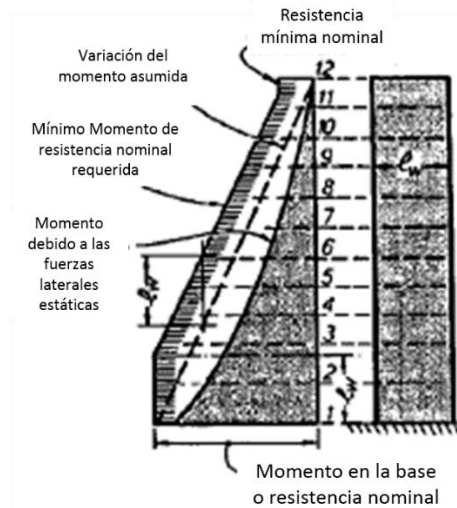
Una vez la sobre-resistencia a flexión, es determinada en la base del muro, es necesario definir el incremento de la demanda de momento en los pisos superiores, la cual puede cuantificarse mediante el uso de un diagrama de envolvente de momentos. Paulay y Priestley 1992 recomiendan la envolvente mostrada en Figura 8, donde el diagrama de momento flector sombreado representa los momentos que podrían resultar de la aplicación de un factor de fuerza lateral estático con la resistencia nominal desarrollada en la base. La línea recta punteada representa la resistencia mínima nominal a flexión que debe proporcionarse en términos de lo recomendado anteriormente¹¹², esta se desplaza verticalmente una longitud igual a la longitud del muro, l_w , para tomar en cuenta la extensión de la zona de potencial rotulación plástica y los efectos de cambio de tensión resultante de la grieta inclinada de flexión-cortante (tensión diagonal).

En este sentido, el refuerzo a flexión puede ser suspendido, de acuerdo con la envolvente bilineal, en lugar de la envolvente de momento flector original. El cual debe extenderse a una distancia al menos igual a la longitud de desarrollo más allá de la sección en la cual, de acuerdo a la envolvente bilineal sombreada, ya no sea requerida para contribuir a la resistencia a flexión Paulay y Priestley¹¹².

De ahí, el máximo valor de momento en la base de la envolvente, debe tomarse como la resistencia a flexión a partir del detallado del refuerzo. No debe tomarse como el valor de momento derivado de las cargas laterales especificadas en el muro.

¹¹² Ibid., p. 395.

Figura 8. Envolvente de momento dinámico para el diseño a flexión de muros en voladizo.



Fuente: PAULAY, T. y PRIESTLEY, M. J. N. Envolvente de momento dinámico para el diseño a flexión de muros en voladizo. [imagen]. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. Edición ilustrada. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1992. p. 395.

Por otro lado, el reglamento Colombiano en la sección C.21.9 establece los requisitos mínimos de diseño que aplican a muros estructurales especiales de concreto reforzado que forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. Así, para una relación de aspecto entre la altura y la longitud del muro, h_w/l_w , mayor e igual a 2, el reglamento prevé un comportamiento asociado con la fluencia dúctil del refuerzo a flexión en la base del muro Moehle *et al.*.

A su vez, en el numeral C.21.9.6.3 establece el requisito de diseño básico $\phi V_n = V_u$, donde V_n representa la resistencia nominal a cortante, V_u la resistencia demandada y ϕ el factor de reducción de resistencia. Este último, según el numeral C.9.3.4 puede establecerse, al igual que en pórticos de concreto reforzado, como 0.6 si la

resistencia nominal a cortante del elemento es menor que el cortante correspondiente al desarrollo de la resistencia nominal a flexión del mismo.

Igualmente, los comentarios del numeral C.21.9.2.4 establecen que, en lugares donde es probable que se produzca la fluencia del refuerzo longitudinal como resultado de los desplazamientos laterales, se debe aplicar un multiplicador de 1.25 para tomar en consideración la posibilidad de que la resistencia a la fluencia real exceda a la resistencia a la fluencia especificada de la barra, así como la influencia del endurecimiento por deformación y la inversión de signo en carga cíclica.

Por lo tanto, el criterio de diseño por capacidad en muros estructurales de concreto reforzado establecido por el reglamento Colombiano esta únicamente relacionado a la verificación de una resistencia al cortante, que no necesariamente, debe encontrarse por encima de la resistencia a flexión para las condiciones de carga correspondientes. No obstante, si el valor del cortante es suficiente cuando el muro llegue a la resistencia esperada a flexión, la intención es prevenir este tipo de falla frágil.

6. ASPECTOS METODOLÓGICOS

Vistos los aspectos del planteamiento de investigación, objetivos, justificación y enfoque teórico, los siguientes aspectos se refieren a la forma como se realizó el desarrollo de los objetivos; particularmente su método, su tipo de investigación, las fuentes y las técnicas aplicadas para recoger y analizar los datos. Así:

6.1 MÉTODO

En cuanto el método, es “deductivo”, por cuanto la identificación de la problemática, fue en la teoría, asociada a parámetros legales a nivel nacional sobre diseño “por capacidad”, con interpretación comparativa, especialmente en sus procedimientos. De igual forma, es un método de “análisis y síntesis”, dado que al desarrollar la investigación, se descompone el “todo” de la temática objeto de estudio (diseño por capacidad y comportamiento estructura), en sus partes, desde un plano mayor del conocimiento, cual es, “sistema estructural”, hasta la práctica comparativa entre las variables representativas de dos metodologías propuestas: en primer lugar, a nivel general, por Paulay y Priestley 1992 y la de Priestley; Calvi y Kowalsky 2007, y en segundo lugar, a nivel nacional colombiano, las disposiciones de la NSR-10; Luego, se sintetiza en los resultados del estudio y en las recomendaciones.

6.1.1.1 En cuanto al diseño estructural. En Sarria se define al diseño estructural como el medio que garantiza el material de buena calidad, que no presente fallas durante su periodo de vida útil, las cuales van desde fallas de servicio hasta problemas de inestabilidad o roturas; también se controlan las deformaciones que el material pudiera presentar, pues en el momento en que se perciben las imperfecciones de un material, este deja de ser funcional. Por otro lado, la creatividad de los que están involucrados en todos los procesos del diseño estructural es fundamental, pues se ahorran gastos.

Lo que indica, que el diseño estructural sugiere la investigación del material y las características que lo convierten en único. Lo mismo, los costos que tendrá y, sus propiedades, tales como aislamiento térmico y acústico, impermeabilidad, entre otras. A propósito de esto, se ha señalado que este diseño se compone de dos partes: la intuición de los creadores y el método científico, con los siguientes criterios o principios: seguridad, funcionalidad y economía Wilson.

- **La seguridad**, determina el control de las deformaciones excesivas que obligan a que salga de servicio o el rompimiento o separación de alguna de sus partes o de todo el conjunto. Una de las condiciones de seguridad, depende de las propiedades mecánicas de los materiales utilizados.
- **La funcionalidad**: se refiere al funcionamiento de la estructura durante su vida útil para las cargas de solicitación. Es decir, si la estructura presenta deformaciones excesivas daría la sensación de inseguridad y la gente dejaría de usarlo, en ese momento deja de ser funcional.
- **En cuanto a la economía**: se refiere al aprovechamiento de los recursos, lo que determina un reto para el diseño estructural. En la economía se conjuga la creatividad del ingeniero con su conocimiento.

6.2 TIPO DE INVESTIGACIÓN

La investigación es de “tipo exploratorio y descriptivo”, debido a que se exploró en torno a los diseños del “comportamiento estructural”, específicamente la metodología de la NSR-10, la de Paulay y Priestley 1992 y la de Priestley; Calvi y Kowalsky 2007. Por supuesto, también es una investigación descriptiva, dado que el estudio registra (en las dos metodologías) las variables de comparación descritas en resultados.

6.3 FUENTES

Las fuentes a las que se recurrió para lograr los objetivos, fueron secundarias, debido a que se recurrió a investigaciones o referentes que otros ya habían realizado.

No obstante, también se acudió, a manera de soporte práctico, a una simulación en diseño de dos estructuras de concreto reforzado, en la ciudad de Bucaramanga, departamento de Santander, Colombia. Esto, debido a que el conjunto de estructuras está diseñado para niveles de amenaza sísmica alta.

6.4 TÉCNICA DE RECOLECCIÓN DE DATOS

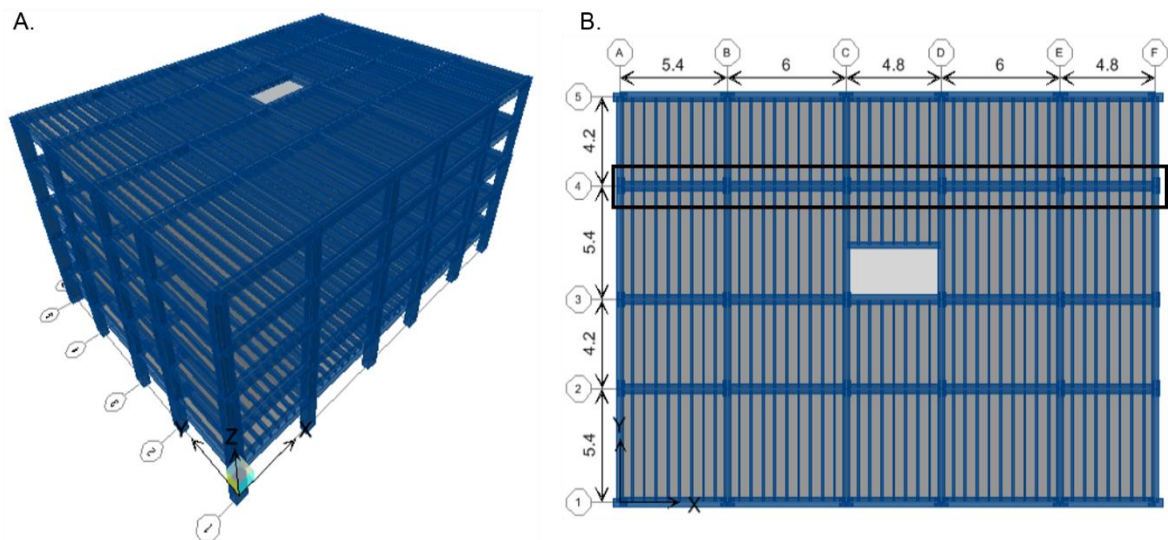
En primer lugar, la técnica de exploración (no estructurada) documental de las distintas metodologías de diseño por capacidad y diferentes formas de comportamiento estructural, para reconocer y determinar las acciones de diseño en pórticos de concreto reforzado resistente a momentos y muros estructurales en voladizo que garanticen la no ocurrencia de modos de falla no deseados; lo mismo, que, las posibles variaciones que contribuyan a la reducción de incertidumbre en el desempeño sísmico, especialmente, a nivel nacional colombiano.

Así, la documentación explorada estaba relacionada con literatura global y acción local desde el punto de vista legal. En ese orden, cabe mencionar Paulay y Priestley 1992, Priestley; Calvi y Kowalsky 2007, Englekirk 2003 y el Reglamento sismo-resistente colombiano, relacionado con la NSR-10.

En segundo lugar, la técnica de la simulación de dos estructuras de concreto reforzado, ubicadas en la ciudad de Bucaramanga, departamento de Santander, Colombia;

En lo que respecta a la **primera** edificación, el sistema de resistencia sísmica en las direcciones X y Y, corresponde a pórticos de concreto resistentes a momento de cinco (5) niveles de altura, con un área en planta de aproximadamente 518.4 m². En la dirección “X” tiene una longitud de 27m y en la dirección “Y” de 19.2 m. La altura de entre piso es de 2.9 m para todos los niveles, con una elevación total de la edificación de 14.5 m. La edificación en su totalidad está dispuesta para uso residencial con fachadas y particiones de mampostería (Figura 9).

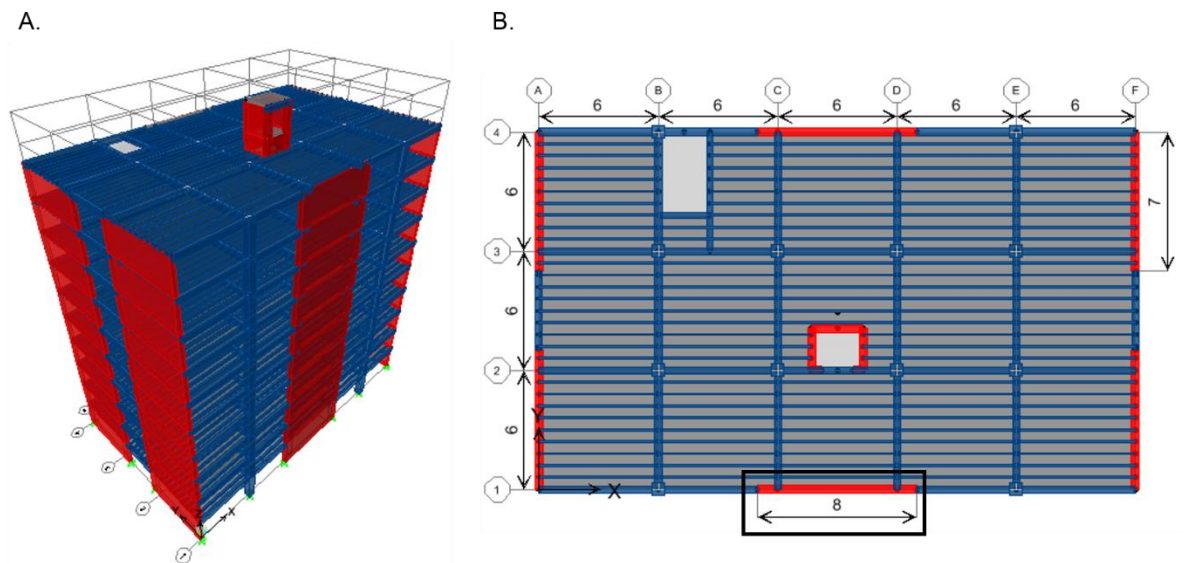
Figura 9. Modelo tridimensional (A) Planta típica (B) edificio 5 niveles en sistema aporticado programa ETABS.



Por otro lado, una **segunda** edificación de 10 pisos de altura con una configuración estructural consistente de pórticos y muros estructurales de concreto reforzado resistentes tanto a cargas verticales como fuerzas horizontales, en la cual el sistema de pórticos resistentes a momentos, actuando independientemente, no es capaz de resistir un mínimo del 25 por ciento del cortante sísmico en la base, por lo que la responsabilidad de estos elementos se encuentran principalmente en la resistencia frente a cargas gravitacionales, y sus rigideces en comparación a la de los muros

son pequeñas, clasificándose de este modo como un sistema combinado. La edificación cuenta con un área en planta de aproximadamente 540 m², con una longitud en la dirección “X” de 30 m y en la dirección “Y” de 18 m. La altura de entre piso es de 3 m para todos los niveles, para una elevación total de 30 m. Igualmente la estructura se encuentra destinada para uso residencial con fachadas y particiones de mampostería.

Figura 10. Modelo tridimensional (A), planta típica (B) edificio 10 niveles sistema combinado.

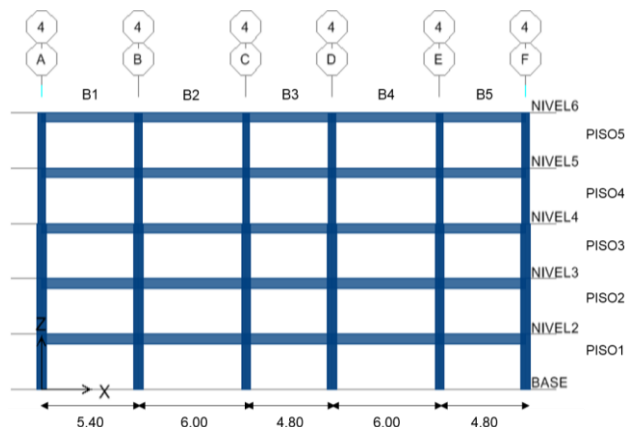


Para efectos de análisis y dimensionado de los sistemas de resistencia sísmica, se cumplió con la exigencias del título A, requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente. Para ello se implemento el método de análisis dinámico elástico y se considero la localización de las edificaciones en una zona de amenaza sísmica alta y suelo tipo D. A su vez, se establecieron propiedades de resistencia del concreto, f'_c , y de resistencia del acero de refuerzo, f_y , de 28MPa y 420Mpa, respectivamente, **ver Anexo E.**

Debido a que se espera un agrietamiento progresivo de los elementos, incluso mucho antes de que se desarrollen deformaciones inelásticas, se estableció una rigidez a flexión aproximada con base a las especificaciones en C.8.8.2 y C.10.10.4.1, asumiendo segundos momentos de área efectivos en términos de la sección bruta no agrietada, **ver Anexo E y Anexo A**. Lo anterior se consideró igualmente en los análisis inelásticos, **ver Anexo G y Anexo I**.

Del modelo estructural de la Figura 9, un pórtico bidimensional representativo de la edificación fue seleccionado puesto que en la estructura no se presentan efectos torsionales significativos (Figura 11).

Figura 11. Pórtico bidimensional de diseño, eje 4. Valores expresados en unidades de m.

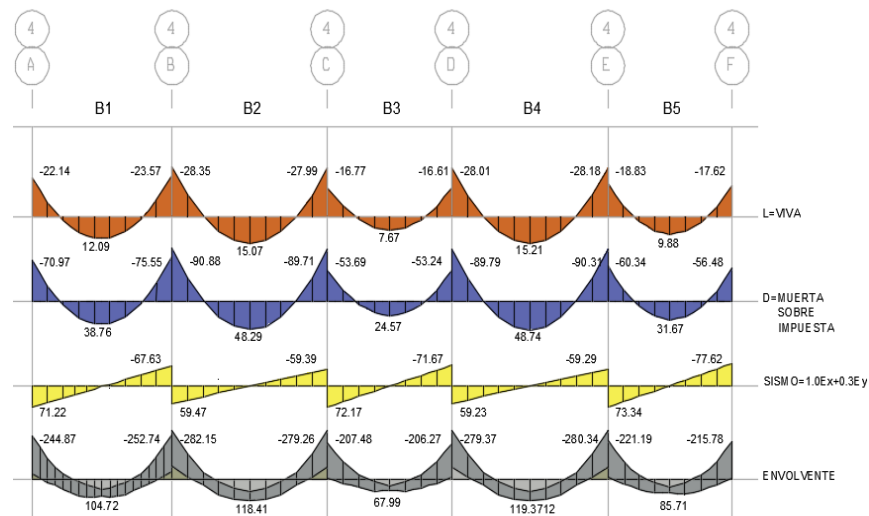


En cumplimiento a los requisitos de análisis y diseño del reglamento se establecieron vigas de carga de 0.45 m de base por 0.50 m de altura y vigas de amarre de 0.35 m de base por 0.50 m de altura junto a columnas de 0.50 m por 0.80 m desde el piso 1 al piso 3 y de 0.40 m por 0.70 m desde el piso 3 al 5.

La identificación de los parámetros de mayor relevancia se realizó a partir de un análisis comparativo entre la metodología del diseño por capacidad instaurada en la NSR-10 y la propuesta en Paulay y Priestley.

En el caso del pórtico de concreto reforzado resistente a momentos, un análisis de la conveniencia de la implementación de modificaciones al procedimiento de la NSR-10, se realizó siguiendo el método propuesto en el **Anexo D**, procedimiento desarrollado en detalle para el nivel crítico del pórtico plano, nivel 5 (0), en el **Anexo F**, y evaluado a través de un análisis estático no lineal incremental pushover, ver **Anexo G**.

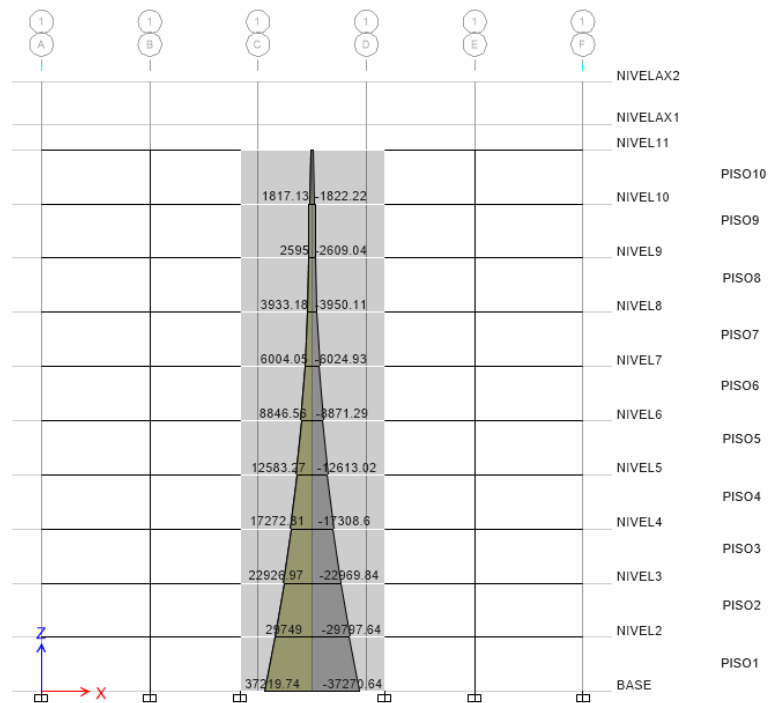
Figura 12. Diagrama de momento flector para diferentes patrones y combinaciones de carga, nivel 4 del pórtico del eje 4. Valores expresados en unidades de kN.m.



Respecto al sistema combinado, se seleccionó el muro del eje 1, cuya relación de aspecto, mayor a 2, representa un comportamiento deseado del elemento dominado por flexión, con la formación de una única rótula en la base (Figura 13). Al igual que en el pórtico plano, un análisis de la conveniencia de la implementación de modificaciones al procedimiento de diseño a flexión de la NSR-10, se realizó siguiendo el procedimiento propuesto en Paulay y Priestley 1992 y en Priestley;

Calvi y Kowalsky 2007, para la combinación de carga crítica de diseño, **ver Anexo H**, y se evaluó a través de un análisis estático no lineal incremental pushover, **ver Anexo I**.

Figura 13. Diagrama de momento flector para la combinación crítica de diseño en la base del muro del eje 1, combo11. Valores expresados en unidades de kN.m.



7. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

Bajo la premisa que la metodológica en Paulay y Priestley 1992 garantiza el desarrollo de un mecanismo de plastificación, previamente seleccionado en la fase de diseño, esta se tomó como punto de referencia para determinar, en qué medida, las falencias encontradas en el procedimiento del reglamento nacional, deben ser ajustadas para alcanzar un mecanismo plástico, claro, racional y cinemáticamente admisible

En consecuencia, al evaluar la metodología de “diseño por capacidad”, instaurada en la norma colombiana sismo resistente -NSR-10-, se evaluó a la vez, la metodología abordada por Paulay y Priestley 1992; lo que **permitió, identificar los parámetros de mayor influencia en el comportamiento estructural** predecible de edificaciones de concreto reforzado. Del mismo modo, **permitió comparar el comportamiento estructural de las edificaciones de concreto reforzado** diseñados mediante las indicaciones expuestas en la NSR-10, y las diseñadas a partir de la incorporación de los factores considerados relevantes en el control de la incertidumbre del comportamiento sísmico. Por último, tal evaluación y comparación **permitió suministrar algunas recomendaciones que propicien la reducción de incertidumbre** en el comportamiento estructural de edificaciones convencionales de concreto reforzado. En este orden, los resultados, de acuerdo con los objetivos específicos, fueron:

7.1 LOS PARÁMETROS DE MAYOR INFLUENCIA EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL PREDECIBLE DE EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO.

Los parámetros de mayor influencia se identificaron en dos tipos de sistemas estructurales. El primero en relación con pórticos dúctiles de concreto reforzado

resistentes a momentos y el segundo con relación a muros estructurales en voladizo de concreto reforzado.

7.1.1 Pórticos dúctiles de concreto reforzado resistentes a momentos con demanda especial de ductilidad. Con el propósito de identificar los conceptos principales del diseño por capacidad, en la Figura 14 se presenta un esquema comparativo de los criterios de diseño de pórticos dúctiles de concreto reforzado, de acuerdo a la metodología propuesta en Paulay y Priestley 1992 y en la NSR-10.

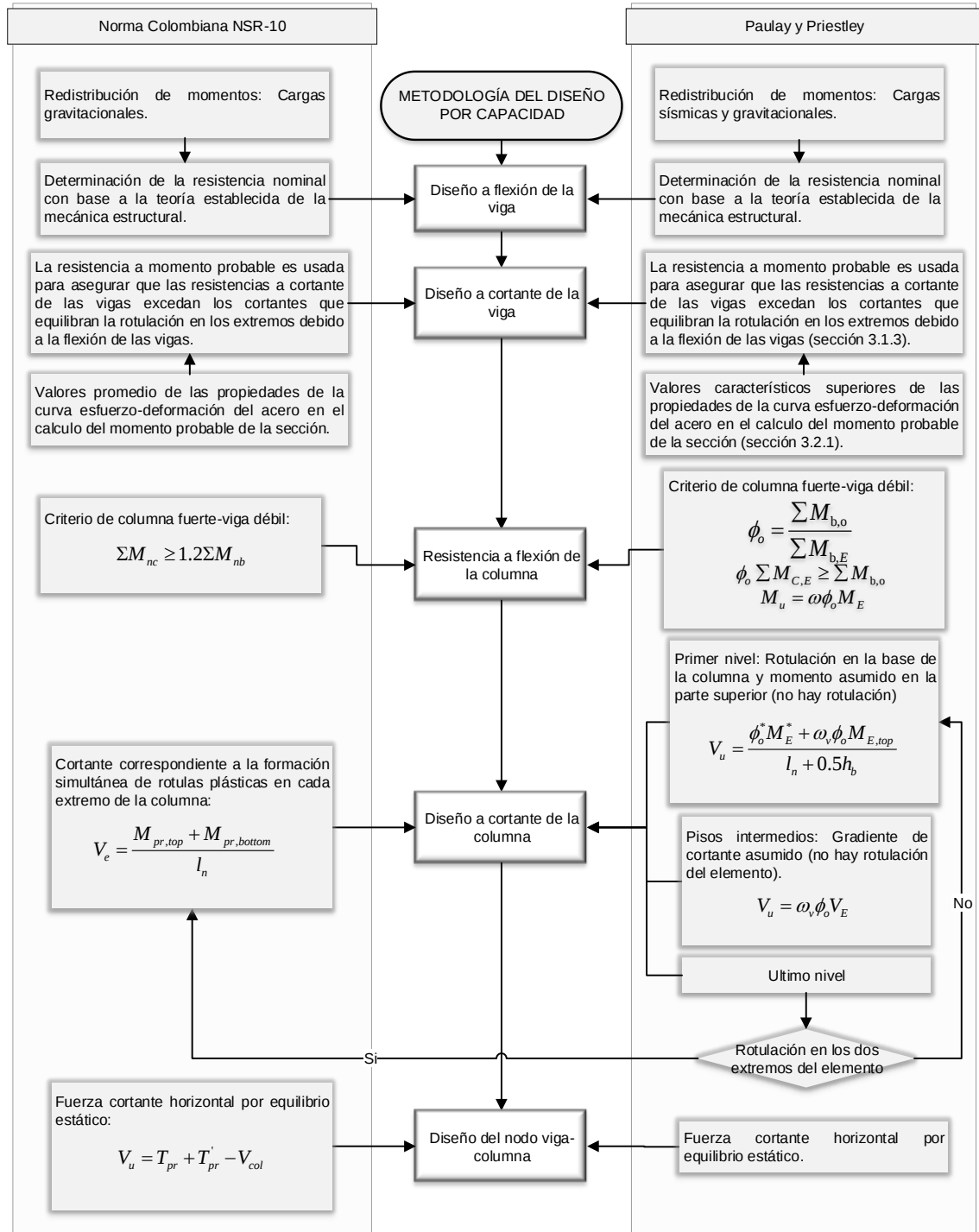
El panorama proporcionado por la Figura 14, permite confirmar que la filosofía general del diseño por capacidad no es diferente de la que se expone en el enfoque actual del diseño sismo resistente definido en el capítulo 21 de la NSR-10. Naeim¹¹³ afirma que la principal diferencia, se encuentra en los detalles de implementación de la filosofía, y, concretamente en los factores de sobrerresistencia recomendados.

Diferencias relevantes se encontraron en, el criterio de cálculo del factor de sobrerresistencia del material; entre la amplificación del momento flector obtenido a partir del análisis elástico estructural para fuerzas sísmicas en el nodo de una columna y la amplificación aplicada a la suma de las resistencias nominales a flexión de las columnas en cada nodo; y entre el cálculo de las fuerzas cortantes de diseño en columnas de acuerdo al mecanismo de plastificación aceptado, por ejemplo a partir de la estimación de gradientes de momentos críticos probables a lo largo de las columnas de pisos intermedios y el cálculo de las fuerzas cortantes de diseño a partir de la estática asumiendo ción en ambos extremos del elemento.

Del análisis comparativo del diseño por capacidad entre la normativa Colombiana y Paulay y Priestley 1992 se propone considerar los siguientes aspectos:

¹¹³ NAEIM, Farzad. The seismic design handbook. 2 ed. Boston, E.U.: Springer Science & Business Media, 2001. p. 482. ISBN 1461516935.

Figura 14. Análisis comparativo del diseño por capacidad entre la normativa Colombiana y Paulay y Priestley.



7.1.1.1 Redistribución de momentos. Con el fin de proporcionar una herramienta que permita la puesta en práctica del procedimiento de redistribución de momentos se elaboró un algoritmo escrito en fichero .m (M-ficheros) bajo el lenguaje de programación del software MATLAB versión 8.3.0.532¹¹⁴, fusionando los conceptos teóricos señalados en Paulay¹¹⁵ y en la NSR-10¹¹⁶.

El fundamento del programa parte de una posible reducción de los momentos iniciales mayorados de una viga siempre y cuando el “momento estático” final obtenido, M_{of} , no sea mayor que el valor inicialmente calculado, M_{oi} . Donde M_o corresponde, según Nilson y Darwin, a “la suma del momento positivo en el centro de la luz y del promedio de los momentos negativos en los apoyos adyacentes”¹¹⁷ (Figura 15), dado por la siguiente expresión:

$$M_o = \frac{w_u * l_2 * l_n^2}{8} \quad (26)$$

Donde: w_u = La combinación de cargas permanentes y sobrecargas factorizadas (Fuerza/unidad de área)
 l_n = Distancia entre los ejes de las columnas que limitan la viga
 l_2 = Luz transversal a l_n o ancho aferente

Los autores explican a su vez que el valor de la ecuación (26) se puede obtener igualmente del “momento positivo en el centro de la luz correspondiente a la viga

¹¹⁴ THE MATHWORKS INC. MATLAB: herramienta interactiva basada en matrices para cálculos científicos y de ingeniería. 8.3.0.532 (R2014a). [Programa]. Natick, Massachusetts: The MathWorks, Inc. 2014. [consulta 12-04-2017]. Obtenido de: <https://www.mathworks.com/products/matlab.html>.

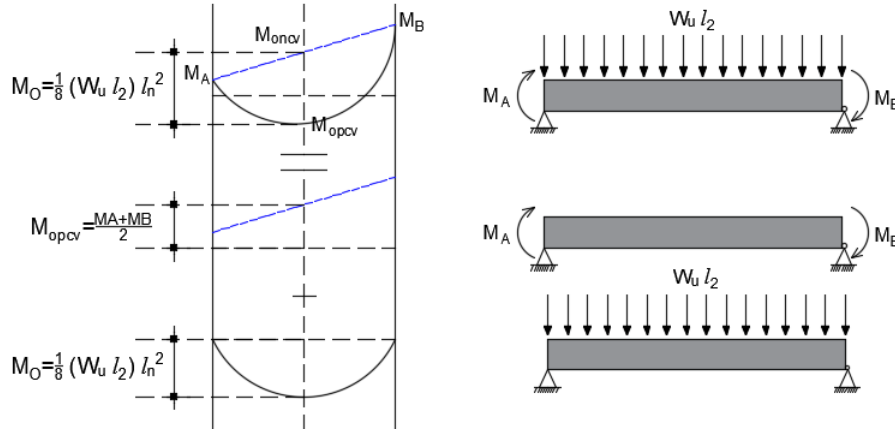
¹¹⁵ PAULAY, Moment Redistribution in Continuous Beam of Earthquake Resistant Multistory Reinforced Concrete Frames, Op.cit., p. 205-212.

¹¹⁶ MINISTERIO DE AMBIENTE VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL, Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, Op.cit., p. C111.

¹¹⁷ NILSON, Arthur H. y DARWIN, David. Diseño de estructuras de concreto. Traducido por Luis Eduardo Yamín L. 12 ed. Bogotá D.C.: McGraw-Hill, 2001. p. 392-394. ISBN 958-600-953-X.

simplemente apoyada”¹¹⁸, lo que en otras palabras representa una aplicación del principio de superposición entre los momentos de empotramiento y los momento obtenidos de la condición de apoyos simples (Figura 15).

Figura 15. Superposición de momentos de una viga bajo cargas gravitacionales.

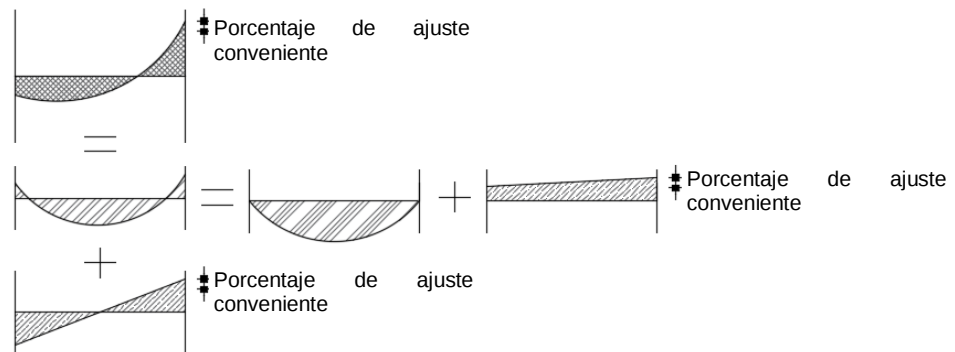


De este modo, una manipulación del diagrama debido a los momentos de empotramiento no afectará el momento estático, los cuales pueden ser manipulados con los momentos debido a las acciones sísmicas bajo el mismo principio de superposición (Figura 16). Es decir, la manipulación de los diagramas con comportamiento lineal (Figura 16) en combinación con el diagrama debido a la condición de apoyos simples resulta en los momentos redistribuidos para una combinación de carga generada por acciones sísmicas y gravitacionales.

Aunque el proceso de redistribución de momentos está sujeto al criterio del ingeniero, algunas **condiciones** han sido asumidas con el propósito de simplificar y de algún modo automatizar los cálculos. Las condiciones son:

¹¹⁸ Ibid., p. 393.

Figura 16. Superposicion de momentos debido a acciones sismicas y gravitacionales.



- La placa transmite a las vigas una carga distribuida en toda la longitud del vano. En un sistema de losa aligerada en una dirección este criterio es válido, según lo señalado por Quimby Bartlett¹¹⁹, cuando el espaciamiento entre viguetas no excede un valor de $L/4$ con L igual a la longitud de la viga carguera. En otras palabras, la diferencia entre los resultados obtenidos para una serie de cargas puntuales y una carga uniforme es menor si el número de viguetas es mayor a 3.
- Se satisfacen las condiciones de equilibrio en todos los estados de redistribución de momentos de manera que la totalidad de los cortantes de las columnas en cualquier piso permanezcan inalterados. Paulay condiciona lo anterior en el siguiente requerimiento: “solo se requiere realizar una redistribución de momentos en vigas, {de manera libre, siempre y cuando los sumatoria de las alteraciones sean igual a cero ($\sum \Delta M^i = 0$), es decir,} si en el proceso de redistribución de momentos se cambia cualquiera de los momentos en un valor ΔM^i , un cambio

¹¹⁹ QUIMBY BARTLETT, T. Tributary Areas for Gravity Loads [En línea]. A Beginner's Guide to Structural Mechanics/Analysis. Alaska. (11 de abril de 2014). [Consultado: 18 abril 2017]. Disponible en internet: http://www.bgstructuralengineering.com/BGSMA/BGTribArea/BGSMA_TA_02.htm

compensatorio debe ser hecho en los otros valores de momento a lo largo de cualquier tramo de la viga continua.”¹²⁰

- De conformidad con lo expuesto en Paulay y Priestley¹²¹, la redistribución de momentos debido a cargas gravitacionales se realiza únicamente con el fin de reducir la magnitud de los momentos negativos en los apoyos de la viga. Para mantener el equilibrio, la reducción en los momentos son compensados con un incremento proporcional de los momentos positivos en el mismo vano. Siguiendo lo señalado por Mitchell; Paultre y Collins¹²² y Kamara y Novak¹²³ no se realiza un ajuste de los momentos negativos en los apoyos exteriores.
- Considerando las dos situaciones principales de redistribución descritas en Paulay y Priestley¹²⁴, los momentos debido a acciones sísmicas se redistribuyen en una viga a través del nodo.

Para nodos interiores, el momento reducido de un lado de la columna fue compensado por un incremento correspondiente al otro lado de la misma columna. Paulay y Priestley¹²⁴ argumentan la ventaja de este procedimiento en la conservación del momento total entrante en el nodo, lo que permite mantener iguales los momentos y fuerzas cortantes en la columna correspondiente previo y posterior a una distribución.

¹²⁰ PAULAY, Moment Redistribution in Continuous Beam of Earthquake Resistant Multistory Reinforced Concrete Frames, Op.cit., p. 206-207.

¹²¹ PAULAY y PRIESTLEY, Op.cit., p. 175.

¹²² MITCHELL, Denis.; PAULTRE, Patrick. y COLLINS, M.P. Seismic design. En: CAC Concrete design handbook. 2 ed. Ottawa, Canada: CEMENT ASSOCIATION OF CANADA, 2006. p. 11-13, 11-14.2006

¹²³ KAMARA y NOVAK, Op.cit., p. 8-14.

¹²⁴ PAULAY y PRIESTLEY, Op.cit., p. 178.

Para nodos exteriores se empleó el enfoque de redistribución de las acciones entre columnas. De acuerdo con el ejemplo ilustrativo en Paulay¹²⁵, la reducción del momento en una columna exterior es compensada por un incremento del momento en la columna exterior opuesta del mismo nivel del pórtico bidimensional analizado.

- En concordancia con Paulay “mientras se produce la redistribución no se esperan deformaciones inelásticas de ningún tipo dentro de las columnas”.¹²⁶
- Los momentos debido a fuerza sísmica horizontal son obtenidos de un análisis modal espectral que permita incluir los efectos de irregularidad torsional. La redistribución lineal de dichos momentos es válida ya que el análisis modal es permitido para sistemas que permanecen dentro del rango elástico y donde la respuesta máxima de cada uno de los modos de vibración es combinada mediante algún método estadístico a partir del principio de superposición. Así cualquier ajuste de los momentos puede considerarse como un ajuste a cada una de las respuestas de los diferentes modos de vibración.
- Porcentaje de redistribución de momentos. La NSR-10 en la sección C.8.4¹²⁷ define el porcentaje permisible de redistribución de momentos en términos de la deformación neta de tracción ε_t , la cual de manera general, conforme a Kamara y Novak¹²⁸, puede expresarse en términos del momento demandado M_u (la deducción de las ecuaciones (27) y (28) se desglosa en el anexo A):

¹²⁵ PAULAY, Moment Redistribution in Continuous Beam of Earthquake Resistant Multistory Reinforced Concrete Frames, Op.cit., p. 208.

¹²⁶ Ibid., p. 207.

¹²⁷ MINISTERIO DE AMBIENTE VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL, Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, Op.cit., p. C111.

¹²⁸ KAMARA y NOVAK, Op.cit., p. 8.3-8.4.

$$\varepsilon_t = 0.003 \left(\frac{\beta_1}{1 - \sqrt{1 - \frac{40 R_n}{17 f'_c}}} - 1 \right) \quad (27)$$

$$\frac{R_n}{f'_c} = \frac{M_u}{\phi b d^2 f'_c} \quad (28)$$

Ahora, dadas las condiciones asumidas para simplificar y automatizar los cálculos, a continuación se presenta el correspondiente procedimiento; importante éste, para determinar el porcentaje de redistribución de momento permisible. Así, Kamara y Novak establecen¹²⁹:

Paso 1: Determine los momentos flectores mayorados en los apoyos mediante métodos elásticos analíticos, {correspondientes a la envolvente de las diferentes combinaciones de carga consideradas en el análisis}. Calcule los coeficientes de resistencia usando la ecuación (28), implemente un $\phi = 0.90$ debido a que la suposición de $\varepsilon_t \geq 0.0075$ implica una sección controlada por tensión.

Paso 2: {Una vez calculados los coeficientes de resistencia (Paso 1)} utilice la ecuación (27) para hallar ε_t , y si este satisface $\varepsilon_t \geq 0.0075$ determine el correspondiente porcentaje de redistribución permisible $1000 * \varepsilon_t \leq 20\%$, {establecidos en la sección C.8.4.1 y C.8.4.2 de la NSR-10¹³⁰}:

$$\Delta = \begin{cases} 0; & \text{si } \varepsilon_t < 0.0075 \\ 1000 * \varepsilon_t; & \text{si } \varepsilon_t \geq 0.0075 \end{cases} \quad (29)$$

{Donde ε_t es la deformación unitaria neta de tracción en el refuerzo de acero extremo en tracción a resistencia nominal}.

Es posible que en el primer ciclo de cálculo el porcentaje de redistribución para el momento demandado no requiera hacer uso del máximo porcentaje de redistribución permitido (20%). Para este caso, en el documento de la PCA¹³¹ se

¹²⁹ Ibid., p. 8-4.

¹³⁰ MINISTERIO DE AMBIENTE VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL, Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, Op.cit., p. C111.

¹³¹ PCA. Notes on ACI 318-02, building code requirements for structural concrete: with design applications. 8 ed. U.S.A.: Portland Cement Association, 2002. p. 8-11. ISBN 0-89312-201-7.

recomienda la realización de un ajuste de los momentos a través de ciclos adicionales de redistribución. El procedimiento a seguir es igual al descrito anteriormente, teniendo en cuenta que en el siguiente nuevo ciclo el coeficiente de resistencia se calcula a partir del momento del ciclo anterior.

En el desarrollo del programa se utiliza el máximo porcentaje que la sección es capaz de redistribuir.

Si se permite aplicar un porcentaje de redistribución en la sección, una vez se ha realizado el procedimiento anterior, el diseño debe ser consecuente con las suposiciones asumidas. La implementación de un porcentaje exige un mayor comportamiento dúctil en las regiones de articulación plástica, por lo que en la NSR-10¹³² se advierte garantizar una deformación neta de tracción de al menos 0.0075. En esta situación, el área de acero suministrada debe ser menor que el área de acero correspondiente a una deformación unitaria de 0.0075, **ver Anexo A:**

$$A_s = \frac{0.241 \beta_1 f'_c b d_t}{f_y} \quad (30)$$

Paso 3: Dependiendo del porcentaje de redistribución permitido, Kamara y Novak¹³³ recomiendan ajustar los momentos en los apoyos y los momentos correspondientes a lo largo del vano para satisfacer la condición de equilibrio. Este ajuste debe realizarse para cada combinación de carga y así obtener los respectivos diagramas de momento flector redistribuidos.

¹³² MINISTERIO DE AMBIENTE VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL, Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, Op.cit., p. C140-C141.

¹³³ KAMARA y NOVAK, Op.cit., p. 8-4.

Paso 4: Obtener un diagrama de la envolvente de los momentos máximos ajustados a partir de cada una de las curvas del paso 3.

Paso 5: Calcular el área de acero requerido para los momentos demandados por el diagrama de la envolvente.

Las ecuaciones (27) y (28) permiten observar que la deformación unitaria a tracción del acero se calculada a partir del momento demandado y no del acero realmente suministrado, esta característica puede también apreciarse en la metodología de redistribución de momentos propuesta en Kamara y Novak¹³⁴ y Paulay¹³⁵. Aunque Kamara y Novak¹³⁶ reconocen que se presentara una reducción tanto en los valores de ε_t como en los porcentajes permitidos de redistribución debido a la posible disposición de un refuerzo mayor al requerido, los autores también justifican este procedimiento en un cambio del porcentaje mucho menor en comparación al aumento de la resistencia.

- Proceso simplificado de redistribución de momentos. Kamara y Novak¹³⁷ exponen los límites de aplicación de la sección C.8.4 del reglamento Colombiano. Una vez conocido esto, se plantea la siguiente secuencia de cálculo de redistribución de momentos para una sola viga de un tramo continuo:

Paso 1: Realizar la redistribución de momentos de las acciones gravitacionales, partiendo de la obtención del diagrama de momento elástico mediante la utilización de cualquier software de análisis.

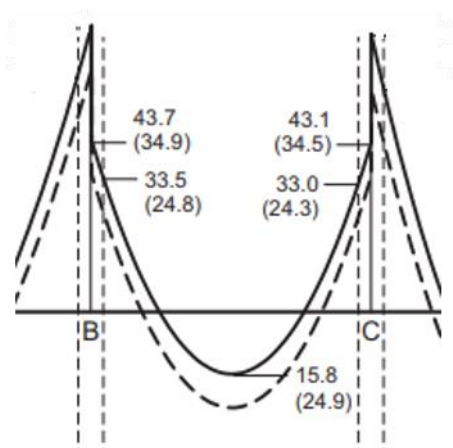
¹³⁴ Ibid., p. 8-9, 8-15.

¹³⁵ PAULAY, Moment Redistribution in Continuous Beam of Earthquake Resistant Multistory Reinforced Concrete Frames, Op.cit., p. 205-212.

¹³⁶ KAMARA y NOVAK, Op.cit., p. 8-4.

¹³⁷ Ibid., p. 8-2.

Figura 17. Máxima envolvente de momentos de un patrón de cargas.



Fuente: KAMARA, Mahmoud E. y NOVAK, Lawrence C. Máxima envolvente de momentos de un patrón de cargas. [imagen]. Notes on ACI 318-11, building code requirements for structural concrete: with design applications. 12 edición. Estados Unidos: Portland Cement Association, 2013. p. 8-12.

Paso 2: Dibujar una línea recta que conecte los máximos momentos negativos de los extremos de la viga en los ejes centrales de las columnas (Figura 15). Calcular la ordenada en el centro del vano de la línea trazada, M_{opcv} , de la siguiente manera:

$$M_{opcv} = \frac{M_A + M_B}{2} \quad (31)$$

Paso 3: Calcular el momento estático inicial M_o (Figura 15), mediante la suma del valor obtenido de la ecuación (31) y del momento positivo del diagrama del paso 1 en el centro de la luz de la viga.

Paso 4: Determinar el valor de la carga portante del elemento para la condición de la viga simplemente apoyada. Teniendo en cuenta que para cualquier luz de una viga continua, la suma del momento positivo en el centro de la luz y del promedio de los momentos negativos en apoyos adyacentes, es igual al momento positivo

en el centro de la luz de la viga simplemente apoyada correspondiente Nilson y Darwin¹³⁸, con el valor conocido del momento estático inicial del paso 3 y asumiendo una carga uniformemente distribuida se tiene:

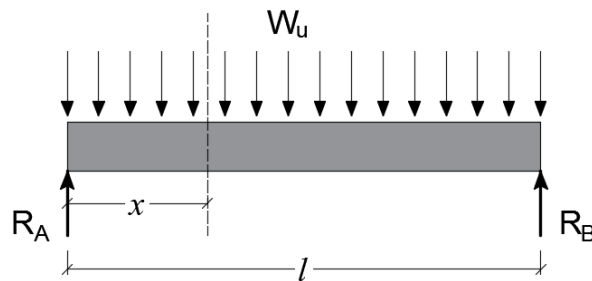
$$M_o = M_{opcv} + abs(M_{oncv}) = \frac{w_u * l^2}{8} \quad (32)$$

$$w_u = \frac{(M_{opcv} + abs(M_{oncv})) * 8}{l^2} \quad (33)$$

Donde w_u se encuentra en unidades de fuerza/longitud y l es la distancia entre ejes de las columnas que limitan la viga.

Paso 5: Determinar la ecuación que describe la variación del valor del momento en cualquier tramo del vano debido a la carga uniforme en una viga simplemente apoyada, así:

Figura 18. Viga simplemente apoyada sometida a una carga uniformemente distribuida.



¹³⁸ NILSON y DARWIN, Op.cit., p. 393.

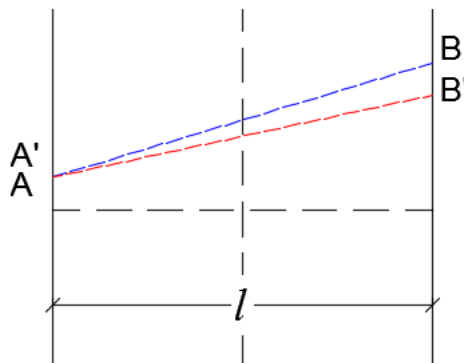
$$\begin{aligned}
\sum M_x^{+\cup} &= 0; \\
-M_x + R_a * x - w_u * x * \frac{x}{2} &= 0; \\
M_x &= w_u * \frac{l}{2} * x - w_u * \frac{x^2}{2}; \\
M_x &= \frac{1}{2} * w_u * x * (l - x)
\end{aligned}
\tag{34}$$

Paso 6: Ajustar la línea trazada en el paso 2 manipulando uno o ambos de los máximos momentos negativos en los extremos de la viga y determinar la ecuación que describe la variación de los momentos de empotramiento en cualquier longitud del tramo. El valor de la redistribución realizada (variación entre A y A' o entre B y B') no debe ser mayor que el máximo porcentaje permitido.

$$Pendiente\ de\ la\ Recta = m = \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1} = \frac{B' - A'}{l}
\tag{35}$$

$$Ordenada\ de\ la\ linea\ M_{A'-B'}(x) = A' + m \cdot x
\tag{36}$$

Figura 19. Diagrama de momentos de empotramiento de una viga de un tramo continuo.



Paso 7: Garantizar que la distancia vertical entre la línea recta del paso 2 y el momento positivo medido en cualquier tramo del vano del elemento (Figura 17) se mantenga constante una vez se realice algún cambio

$$\text{Momento Ajustado en } x = M_x + \text{Ordenada de la línea } M_{A'-B'(x)} \quad (37)$$

Paso 8: Realizar la redistribución de momentos de las acciones sísmicas. Sabiendo que los momentos obtenidos para una combinación de carga, por ejemplo 1.2D+1.0L+ E con D igual a la carga muerta, L carga viva y E sismo, son el resultado de la combinación lineal de los respectivos casos de carga, diferentes técnicas de redistribución pueden efectuarse, así Mitchell; Paultre y Collins¹³⁹ aplican un enfoque sencillo realizando la redistribución de momentos únicamente para las combinaciones de carga gravitacional, 1.2D+1.6L, y posteriormente adicionando los efectos sísmicos sin redistribuir, E, mientras que Paulay¹⁴⁰ recomienda realizar la redistribución a partir de la combinación lineal de los momentos que presentan un comportamiento lineal y por ultimo adicionar los momentos debidos a la condición de apoyos simples.

El enfoque del programa consiste en el tratamiento por separado de las condiciones de carga gravitacional (paso 1 a 6) y fuerza sísmica. Para este último caso, se siguió lo descrito en el paso 5. Una vez se hayan ajustado los máximos momentos negativos, usando el mismo valor de redistribución (paso 5), se determina la pendiente de la recta que define el patrón de comportamiento del diagrama. Por otro lado se define una ecuación de momento para cualquier tramo del vano ($M_{ER(x)}$) y finalmente se realiza la combinación lineal de los valores obtenidos con los de la ecuación (37):

¹³⁹ MITCHELL; PAULTRE y COLLINS, Op.cit., p. 11-13, 11-14.

¹⁴⁰ PAULAY, Moment Redistribution in Continuous Beam of Earthquake Resistant Multistory Reinforced Concrete Frames, Op.cit., p. 206.

$$\text{Momento Ultimo Redistribuido} = \text{Momento Ajustado en } x + M_{ER(x)} \quad (38)$$

Ahora, es importante recordar que entramos al segundo factor de análisis en la metodología de diseño por capacidad, dentro de los parámetros de mayor influencia en el comportamiento estructural predecible, específicamente en pórticos dúctiles de concreto reforzado, tal es:

7.1.1.2 Factor de sobrerresistencia de la sección crítica (rótula plástica). Para elementos de concreto reforzado, las fluctuaciones en la resistencia de los materiales por encima de las resistencias nominales y su afectación en la sobrerresistencia de la sección (rótula plástica) pueden definirse bien sea a partir de un factor de sobrerresistencia del material (λ_o) o de un factor de sobrerresistencia a flexión (α_o). La diferencia radica en el método de cálculo.

De esta forma Brooke y Ingham¹⁴¹ definen el primero como aquel en donde se calcula la capacidad a momento flector de la sección considerando los efectos de sobrerresistencia al afectar únicamente las propiedades nominales del material por el factor λ_o (ecuación (9) y (10)). Y el segundo, en donde se calcula la resistencia a momento flector de la sección implementando las propiedades nominales del material y posteriormente afectando dicha capacidad por un factor de sobrerresistencia α_o .

Aunque las investigaciones en este asunto son pocas, varios estudios (Tabla 2) han corroborado que en vigas rectangulares el valor del factor de sobrerresistencia a flexión es aproximadamente igual al valor del factor de sobrerresistencia del material. Dicho factor está principalmente determinado por las características del

¹⁴¹ BROOKE, N.J. y INGHAM, J.M. The effect of reinforcement strength on the overstrength factor for reinforced concrete beams. En: The Ninth Pacific Conference on Earthquake Engineering. (9: 14-16, April, 2011: Auckland, New Zealand). technical paper. Auckland, University of Auckland, 2011, p. 11.

refuerzo longitudinal (respuesta esfuerzo-deformación del acero) y el nivel de ductilidad de curvatura y otros factores tales como la resistencia del concreto, la forma de la sección, cuantía de refuerzo, y el confinamiento no tienen un efecto significativo^{142 143 144 145}. A continuación se muestran los resultados de las principales investigaciones realizadas en el tema:

Tabla 2. Desarrollo de actividades investigativas enfocadas en la determinación del factor de resistencia probable de la sección.

Autor	Investigación	Resultados
Andriono y Park 1986 ¹⁴²	Resistencia a la fluencia: Grado 275 y 380 Los resultados estadísticos de las propiedades esfuerzo-deformación del acero (muestras de 5 años de producción para diferentes grados en Nueva Zelanda (NZ) - 500 curvas) de refuerzo fueron usados en los análisis momento-curvatura de las secciones de vigas de concreto reforzado, incorporando la técnica de simulación de Monte Carlo, para evaluar los factores de	Determinación del percentil 5 y del percentil 95 de la resistencia a la fluencia, la resistencia ultima, el módulo de elasticidad, el módulo de endurecimiento por deformación, la deformación en el inicio del endurecimiento por deformación y la deformación ultima. Un único factor de sobrerresistencia puede ser recomendado para cada nivel de ductilidad de curvatura y tipo de refuerzo. Los factores de sobrerresistencia característicos superiores y promedio fueron calculados para cada sección de

¹⁴² ANDRIONO, T. y PARK, R. Seismic design considerations of the properties of New Zealand manufactured steel reinforcing bars. *En*: Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering. 1986, vol. 19. no. 3. p. 238. ISSN 0110-0718.

¹⁴³ ALLINGTON, Chris. y BULL, Des. Grade 500 Reinforcement: design issues with L, N and E grade reinforcing steel and the overstrength of pacific steel micro alloy reinforcement. *En*: The 7th Pacific Conference on Earthquake Engineering. (65: 13-15, Febrero, 2003: Christchurch, New Zealand). Conference Handbook. Christchurch, University of Canterbury, 2003, p. 8.

¹⁴⁴ BROOKE y INGHAM, Op.cit., p. 3,7.

¹⁴⁵ DAVIES-COLLEY, S., *et al.* Review of the Material and Flexural Overstrength Factors for Grade 300E Reinforcing Steel used in New Zealand. *En*: The 2015 New Zealand Society for Earthquake Engineering. (10 – 12, April 2015 Rotorua, New Zealand). Annual Technical Conference. Rotorua, the Energy event Centre, 2015, p. 9.

Tabla 2. Continuación

Autor	Investigación	Resultados
Andriono y Park 1986 ¹⁴³	sobrerresistencia de la viga, tomando en cuenta la variación probable en las propiedades del acero y el concreto.	viga en niveles de ductilidad de curvatura de $M_{\phi} = 10 - M_{\phi} = 20$.
	Realización de 96000 análisis momento-curvatura (para 192 secciones con las 500 curvas del acero)	Factor de sobrerresistencia a flexión, λ_o , para el grado 275 y 380 de 1.25 y 1.40, respectivamente, para una ductilidad de curvatura de 15 (de uso recomendado para cuando la ductilidad de curvatura no es explícitamente determinada).
		Adoptado en el <i>NZ Concrete Structures Standard</i> 1982 (NZS 3101:1982)).
Revisión NZS-3101, 1995 ^{146 147}	Resistencia a la fluencia: 300E y Grado 430	Para el acero grado 300E el valor permanece vigente en el reglamento neozelandés (NZS 3101:2006).
	(E = Earthquake. Acero de refuerzo de grado sísmico dúctil)	El acero grado 300E tiene la misma composición metalúrgica del grado 275, mientras que el grado 430 había mejorado su ductilidad y había reducido el endurecimiento por deformación. El factor de sobrerresistencia fue tomado para ambos aceros como 1.25.
NZS-3101, 2001 ^{146 147}	Resistencia a la fluencia: reemplazo del acero grado 430 a grado 500E	El acero grado 500E fue introducido con una corrección del factor de sobrerresistencia a flexión a 1.40.
Allington; MacPherson y Bull 2006 ^{148 149}	Resistencia a la fluencia: 500E	Publicación de factores de sobrerresistencia para niveles de ductilidad de curvatura de 5, 10, 15, 20 y 25.
	Implementación de 1600 curvas esfuerzo-deformación obtenidas de ensayos del refuerzo del <i>Pacific Steel</i> (no basadas en suposiciones estadísticas).	Recomendación de un valor de 1.35 (ductilidad de curvatura de 20) para vigas reforzadas con acero de refuerzo grado 500E que cumple con la norma de acero de refuerzo de nueva Zelanda (AS/NZS 4671 2001).
	Realización de 154800 análisis momentos curvatura en diferentes secciones de viga	La enmienda 2 NZS3101:2006 (mediados de 2008) estableció un factor de sobrerresistencia del material $\lambda_{o,fy}$ de 1.25 para acero grado 300E y de 1.35 para acero grado 500E.

¹⁴⁶ BROOKE y INGHAM, Op.cit., p. 2-4.

¹⁴⁷ DAVIES-COLLEY, *et al.*, Op.cit., p. 159-160.

¹⁴⁸ BROOKE y INGHAM, Op.cit., p. 2-4.

¹⁴⁹ DAVIES-COLLEY, *et al.*, Op.cit., p. 159-160.

Tabla 2. Continuación

Autor	Investigación	Resultados
NZS3101:2006 (enmienda 2) 2006 ¹⁴⁸	Reducción del factor de sobrerresistencia a 1.35 para acero grado 500E. Se introduce el requisito de que las acciones de sobrerresistencia para todos los elementos sean calculados con base en el factor de sobrerresistencia del material. El cambio fue realizado en reconocimiento de la diferencia significativa entre la sección transversal efectiva a resistencia nominal y la sección transversal efectiva a sobrerresistencia, de vigas con alas.	
	Análisis comparativo de los diferentes factores de sobrerresistencia para diferentes niveles de curvatura obtenidos por Andriono y Park para el acero grado 300E y por Allington; MacPherson y Bull para el acero grado 500E.	La base de datos de los ensayos fue elaborada a partir de los ensayos realizados alrededor del mundo dentro de 4 décadas, lo cual representa una variación de las propiedades del refuerzo de acuerdo al refuerzo fabricado en el respectivo país.
	Evaluación de los momentos sobre resistentes desarrollados durante los ensayos de aproximadamente 100 nodos. Esto constituye el cálculo de factores de sobrerresistencia a flexión pero dado que fueron realizados solamente a vigas rectangulares (es decir, sin alas), equivale al factor de sobrerresistencia del material.	El uso de un factor de sobrerresistencia para el acero grado 500E mayor que el de 300E es incorrecto. No se evidencio un soporte de la posibilidad de un menor factor de sobrerresistencia para el refuerzo de grado 500E, el cual se supuso inicialmente debido a la reducida demanda de ductilidad de curvatura que se espera en este tipo de acero, por lo que se sugiere usar un mismo factor para ambos tipos de acero. Debido a la incertidumbre surgida a partir de la correlación desconocida entre la variabilidad del material y el endurecimiento por deformación, un factor entre 1.35 y 1.4 es aceptable.
Davies-Colley et al. 2015 ¹⁵¹	Estudio para la revisión de los factores de sobrerresistencia (factor de sobrerresistencia a flexión y factor de sobrerresistencia del material) dados por el código de NZ.	Los resultados de los factores de sobrerresistencia fueron evaluados basados en el percentil 95 de los resultados normalmente distribuidos para asegurar una baja probabilidad de exceder la capacidad de sobrerresistencia del elemento.
	Se emplearon curvas de acero obtenidas a partir de ensayos de tensión directa realizados por <i>Pacific Steel</i> durante el 2013 y el 2014 en barras de diferentes diámetros grado 300E.	La sobrerresistencia a flexión y la sobrerresistencia del material fueron calculados a ductilidades de curvatura de $5\phi_y$, $10\phi_y$, $20\phi_y$ y $25\phi_y$. Se determinó el valor de sobrerresistencia para una ductilidad de curvatura de 20 (el

¹⁵⁰ BROOKE y INGHAM, Op.cit., p. 1-11.

¹⁵¹ DAVIES-COLLEY, et al., Op.cit., p. 159-167.

Tabla 2. Continuación

Autor	Investigación	Resultados
Davies-Colley et al. 2015 ¹⁵²	Se consideró las características del concreto sin confinar en vigas.	NZS3101:2006 lo establece como la curvatura a estado limite último, para rótulas plásticas bidireccionales)
	La configuraciones de refuerzo longitudinal y transversal para secciones de vigas y columnas de concreto reforzado fueron diseñadas de acuerdo a los requisitos de detallado dúctil dados por la NZS3101:2006	Los resultados del estudio sugieren un valor entre 1.35 y 1.45, lo cual está de conformidad al factor especificado por el código y en el borrador de la enmienda 3 del NZS3101:2006 de 1.35 (el mismo valor que el especificado para el acero grado 500E).
	Realización de análisis momento curvatura (2520 análisis monotónicos), tomando en cuenta el efecto de la carga cíclica en los materiales, incorporando variables como la dimensión geométrica (solo secciones rectangulares).	

Como se puede apreciar, los avances en el tema, compilados en la Tabla 2, muestran que la sobrerresistencia a flexión de la sección puede calcularse de manera confiable implementando la sobrerresistencia del material del acero de refuerzo, λ_o , a un determinado nivel de ductilidad de curvatura.

Moehle y Hooper retoman el concepto del ACI-318 en cuanto a la resistencia a momento probable, M_{pr} , definiéndola como “el momento resistente de un elemento, con o sin carga axial, determinado usando las propiedades del elemento en la cara de los nodos asumiendo un esfuerzo a tensión de las barras longitudinales de “al menos $1.25f_y$ ”, donde f_y es la resistencia a fluencia nominal del refuerzo”¹⁵³.

¹⁵² Ibid., p. 159-167.

¹⁵³ MOEHLE y HOOPER, Op.cit., p. 13.

Respecto al factor 1.25, Moehle y Hooper¹⁵³ afirman que este se fundamenta en el incremento promedio del quince por ciento de la resistencia a la fluencia del acero producido en Norteamérica, con respecto al valor nominal especificado f_y . Sin embargo, los autores también afirman que es posible que la resistencia real a la tracción sea del orden de hasta 1.5, y aunque es probable que se alcancen esfuerzos en el acero superiores a $1.25f_y$, el factor de 1.25 se justifica reconociendo que la sobrerresistencia de la viga probablemente es compensada por una sobrerresistencia en el resto de la edificación.

El planteamiento anterior puede ser inapropiado teniendo en cuenta que la sobrerresistencia global real de una edificación variara inclusive para estructuras de diferente configuración que pertenezcan al mismo grupo en la clasificación de los diferentes tipos estructurales establecidos en el reglamento nacional. Igualmente, resulta inadecuado hacer uso de esta como un factor de seguridad frente a la incertidumbre en la estimación del factor de sobrerresistencia, ya que puede afectar la jerarquía de falla al no ser una constante en todas las estructuras, dependiendo de la forma en como son detalladas.

Brooke y Ingham¹⁵⁴ resaltan dos aspectos del comportamiento del refuerzo que tienen un efecto significativo en el factor de sobrerresistencia: la incursión en la zona de endurecimiento por deformación y las variaciones entre el valor de fluencia y último especificado para el acero. El primero de ellos, constituye un aumento del momento resistente del elemento al presentarse grandes deformaciones y esfuerzos en el acero como consecuencia del desarrollo de una curvatura de la sección mucho mayor a la curvatura de fluencia. El segundo, representa un aumento del factor de sobrerresistencia en la medida que la variabilidad de las propiedades del refuerzo es mayor. Este último es debido a que el momento sobrerresistente se calcula mediante el percentil 95 y el momento nominal mediante el percentil 5, por

¹⁵⁴ BROOKE y INGHAM, Op.cit., p. 2.

lo que el factor de sobrerresistencia es mayor en la medida que es significativa la diferencia entre las resistencias características superior e inferior.

Los aspectos mencionados deben ser evaluados, según Park¹⁵⁵, a través de análisis estadístico exhaustivo de las propiedades de esfuerzo-deformación del acero y desglosa los aspectos de esta afirmación a partir de los resultados obtenidos por Andriono y Park en Park¹⁵⁶ representados en el Cuadro 4:

Cuadro 4. Valores especificados para las resistencias de fluencia para los dos grados de aceros de refuerzo manufacturados en Nueva Zelanda (1986).

Resistencias de fluencia	Mínimo MPa	Característica inferior MPa	Característica superior MPa	Máximo MPa
Grado 300	275	300	355	380
Grado 430	410	430	500	520
Nota: relación entre la resistencia de fluencia característica superior e inferior = 1.17 en promedio				

Fuente: PARK, R. Explicit incorporation of element and structure overstrength in the design process. [en línea]. 11: Paper No. 2130. Mexico: the 11th World Conference on Earthquake Engineering. 1996. p. 4. [Consultado: 3 de julio de 2017]. Disponible en internet: http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/11_2130.PDF

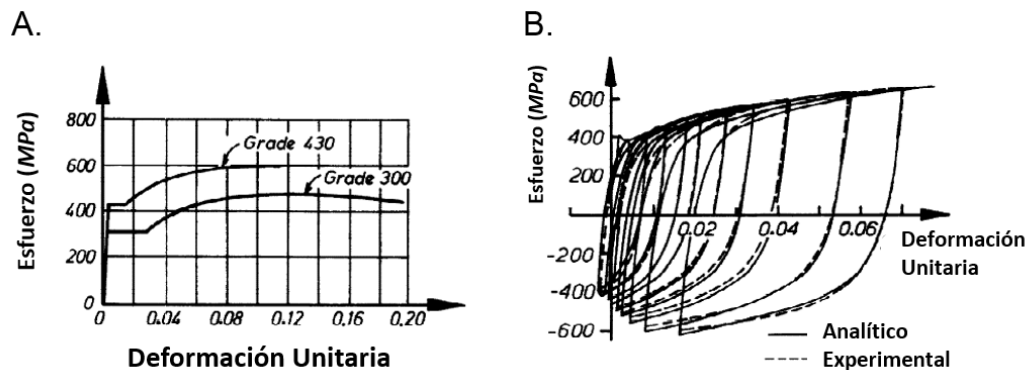
A partir de la Cuadro 4, se obtiene los valores del percentil 5 y el percentil 95, así como los valores mínimos y máximos absolutos que limitan los rangos en los cuales debe encontrarse la resistencia de fluencia.

¹⁵⁵ PARK, Bob. Some controversial aspects of the seismic design of reinforced concrete building structures. En: Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering. 2003, vol. 36. no. 3. p. 168. ISSN 1174-9857.

¹⁵⁶ PARK, R. Explicit incorporation of element and structure overstrength in the design process. En: the 11th World Conference on Earthquake Engineering. (11: Paper No. 2130, June, 1996, Mexico). Type. Acapulco, Year, p. 8.

Fundamentado en la representación de la envolvente de la curva cíclica esfuerzo-deformación del acero a partir de la curva monotónica del material (Figura 20), Park¹⁵⁷ explica que el factor de $1.25M_n$, establecido en Andriono y Park, se justifica como una medida de la sobrerresistencia a flexión, con el incremento del 25% de la resistencia nominal correspondiente aproximadamente a una tolerancia del 17% entre la resistencia de fluencia del percentil 95 al 5 y una tolerancia del 8% que representa el incremento de la resistencia del acero por encima de la resistencia de fluencia en la zona de endurecimiento por deformación.

Figura 20. Curvas típica esfuerzo deformación para el acero de refuerzo. Carga monotónica (A), carga cíclica principalmente en el rango de deformación de tensión (B).



Fuente: PARK, Bob. y PAULAY, Thomas. Curvas típica esfuerzo deformación para el acero de refuerzo. Carga monotónica (A), carga cíclica principalmente en el rango de deformación de tensión (B). [imagen]. Ductile reinforced concrete frames - some comments on the special provisions for seismic design of aci 318-71 and on capacity design. vol. 1. no. 1. New Zealand: Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering. 1975. p. 4

¹⁵⁷ Ibid., p. 5.

Bajo dicho supuesto, en el contexto Colombiano a partir de la investigación realizada por González *et al.*¹⁵⁸, las variables principales que definen las propiedades mecánicas del acero se muestran en la Cuadro 5:

Cuadro 5. Valores estadísticos de las barras del acero de refuerzo Colombiano para una resistencia nominal a la fluencia de 420Mpa*.

Variable	No. Datos	$\hat{\mu}$	$\hat{\sigma}$	Mínimo	Máximo	V	Percentil 5	Percentil 95
f_y (Mpa)	467	470.30	25.25	419.93	538.804	0.054	431.2	522.93
ε_y (mm/mm)	467	0.0024	0.0001	0.0021	0.0028	0.054	0.0022	0.0027
f_{sh} (Mpa)	477	472.16	25.67	419.64	543.80	0.054	432.77	525.38
ε_{sh} (mm/mm)	473	0.0138	0.0048	0.0022	0.0259	0.348	0.0045	0.0207
f_{su} (Mpa)	477	659.74	30.46	581.24	752.93	0.046	618.67	737.16
ε_{su} (mm/mm)	476	0.1141	0.0120	0.0613	0.1435	0.106	0.0948	0.1353
f_{suu} (Mpa)	476	536.35	62.89	319.77	701.29	0.117	441.10	637.00
ε_{suu} (mm/mm)	475	0.1407	0.0175	0.0828	0.1797	0.125	0.1144	0.1705
P	461	3.087	0.4487	1.762	5.026	0.145	2.403	3.945

*Análisis estadísticos de los ensayos experimentales de tensión monotónica, realizados en 477 probetas de diámetros comprendidos entre 3/8"-1" y de diferentes marcas de 7 empresas que abastecen el mercado nacional.

Fuente: GONZÁLEZ, Victoria.; BOTERO, Juan Carlos.; ROCHEL, Roberto.; VIDAL, Julián. y ÁLVAREZ, Martha. Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en Colombia. [en línea]. vol. 1. no. 1. Medellín, Colombia: Ingeniería y ciencia. 2005. p. 71. [consultado: 17 de marzo de 2017]. Disponible en internet: <http://publicaciones.eafit.edu.co/index.php/ingciencia/article/view/504/479>

Los datos así obtenidos corresponden a la estimación de la media aritmética $\hat{\mu}$, la desviación estándar $\hat{\sigma}$, el coeficiente de variación V , valores mínimos, valores máximos, percentil 5 y percentil 95. Las propiedades que caracterizan la curva del acero corresponden a el esfuerzo de fluencia f_y , deformación de fluencia ε_y , esfuerzo donde termina la zona de fluencia f_{sh} , deformación relacionada al inicio de

¹⁵⁸ GONZÁLEZ, Victoria., *et al.* Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en Colombia. En: Ingeniería y ciencia. 2005, vol. 1. no. 1. p. 71. ISSN 1794-9165.

la zona de endurecimiento por deformación ε_{sh} , esfuerzo máximo f_{su} , deformación última asociada al esfuerzo máximo ε_{su} , esfuerzo asociado a la fractura f_{suu} , deformación asociada a la fractura de la probeta ε_{suu} y el término exponencial que define la ecuación de la zona de endurecimiento por deformación P .

En el análisis de los datos del Cuadro 5 realizado por González *et al.*¹⁵⁹ se indican dos condiciones observadas en las propiedades del acero. La primera en cuanto al cumplimiento del valor mínimo del esfuerzo de fluencia especificado por la NTC 2289, lo que indica un adecuado control de la calidad en la producción del acero Colombiano. La segunda, con relación al reporte de un esfuerzo de fluencia máximo hasta de 540 MPa.

Lo anterior evidencia la gran relación f_{su}/f_y , así como una posible significativa incursión en la zona de endurecimiento por deformación. A su vez, de la información suministrada se puede determinar un factor de sobrerresistencia, debido a las variaciones entre la resistencia nominal (420 MPa) y el valor promedio de la resistencia real de fluencia del acero (470.30 MPa), igual 1.12 y análogo a lo expresado por Rochel Awad¹⁶⁰ y por Moehle y Hooper¹⁶¹.

Con fundamento en lo señalado por Moehle y Hooper¹⁶¹, se puede inferir que el reglamento Colombiano¹⁶², contempla los aspectos mencionados en relación a la cuantificación de la resistencia del acero a estado límite último a través de la estimación de los valores esperados, o valores promedio de los datos empíricos. Estos están representados en el código¹⁶³ mediante la multiplicación de los valores

¹⁵⁹ Ibid., p. 75.

¹⁶⁰ ROCHEL AWAD, Roberto. Análisis y diseño sísmico de edificios. 2 ed. Medellín, Colombia: Fondo Editorial Universidad EAFIT, 2012. p. 276. ISBN 978-958-720-117-8.

¹⁶¹ MOEHLE y HOOPER, Op.cit., p. 13.

¹⁶² MINISTERIO DE AMBIENTE VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL, Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, Op.cit., p. C362.

¹⁶³ Ibid., p. C377.

limites inferiores del acero (420 MPa) por un factor apropiado (1.25) que incluye consideraciones de resistencia del material y el endurecimiento por deformación.

Así, y con el fin de reducir la probabilidad de que el momento máximo desarrollado por un elemento durante un sismo exceda el momento sobrerresistente calculado, las solicitaciones a momento flector en los componentes de concreto reforzado deberá basarse, conforme al diseño por capacidad, en las máximas acciones probables impuestas por las propiedades del material.

De este modo, un parámetro de medida que resulta conveniente y mejor aceptado es aquel que incorpore una probabilidad de excedencia del 5% (solo un 5% excederá el valor tomado). Es decir que una medida fiable de la sobrerresistencia del material y de la extensión de los datos, corresponde al valor extremo superior de la distribución, dado por el percentil 95, donde el 95% de las varillas ensayadas tiene un valor igual o menor al indicado^{164 165 166 167}.

Lo anterior está respaldado por González *et al.*¹⁶⁸ en donde se desarrollaron curvas esfuerzo-deformación asociadas al percentil 5 y 95 para estudios posteriores. Así, el valor del esfuerzo de fluencia, debido al percentil 95, de 522.93 MPa (Cuadro 5) muestra una relación de 1.25 con respecto al valor de fluencia nominal ($522.93/420=1.245$), lo cual evidencia que el cálculo de una resistencia probable a flexión de los elementos con o sin carga axial, dado por la implementación de $1.25f_y$, se encuentra relacionado más a las fluctuaciones del esfuerzo de fluencia por encima del valor nominal especificado y no considera los efectos del endurecimiento por deformación, en contraste a lo descrito en el capítulo 21 de la NSR-10¹⁶⁹.

¹⁶⁴ PARK, Op.cit., p. 4.

¹⁶⁵ ALLINGTON y BULL, Op.cit., p. 4.

¹⁶⁶ BROOKE y INGHAM, Op.cit., p. 8.

¹⁶⁷ DAVIES-COLLEY, *et al.*, Op.cit., p. 165.

¹⁶⁸ GONZÁLEZ, *et al.*, Op.cit., p. 74.

¹⁶⁹ MINISTERIO DE AMBIENTE VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL, Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, Op.cit., p. C377.

Si al factor de 1.25 se le incorpora el incremento de la resistencia del acero por encima de la resistencia de fluencia debido al endurecimiento por deformación, con una tolerancia aproximada de entre el 8%¹⁷⁰ y el 10%¹⁷¹, el factor de sobrerresistencia en el contexto colombiano podría corresponder a un valor de 1.35, similar a los establecidos por las investigaciones recientes mencionadas en el Cuadro 5.

Es evidente la importancia de la disponibilidad de información estadística en las propiedades esfuerzo deformación del acero de refuerzo usado en regiones sísmicas. Para esto, se requiere un aval estadístico que emplee diagramas “momento curvatura” acordes a las demandas de ductilidad en las zonas de rótulas plásticas, correspondientes éstas al comportamiento sísmico a estado limite ultimo de edificios diseñados con los parámetros del código Colombiano ^{172 173 174 175 176}. Por esto razón el valor de 1.35 se considera apropiado en el desarrollo de este documento.

Davies-Colley *et al.*¹⁷⁷ explican que debido a la presencia de fuerzas axiales de compresión del concreto se presenta una reducción de la capacidad de ductilidad en columnas, razón por la cual el acero de refuerzo presenta menores deformaciones unitarias en la zona de endurecimiento por deformación e igualmente una disminución en los valores de λ_o . Sin embargo, contrario al comportamiento del factor en vigas, en columnas se presenta una variación significativa entre los valores de sobrerresistencia a flexión y los valores de

¹⁷⁰ PARK, Op.cit., p. 5.

¹⁷¹ MOEHLE y HOOPER, Op.cit., p. 13.

¹⁷² ANDRIONO y PARK, Op.cit., p. 213-246.

¹⁷³ PARK, Op.cit., p. 4.

¹⁷⁴ PARK, Op.cit., p. 168.

¹⁷⁵ BROOKE y INGHAM, Op.cit., p. 6-8.

¹⁷⁶ DAVIES-COLLEY, *et al.*, Op.cit., p. 165-166.

¹⁷⁷ Ibid., p. 166.

sobrerresistencia del material, siendo estos últimos más consistentes y confiables para la determinación de las acciones de sobrerresistencia en columnas.

Aunque han sido considerados factores de 1.30 por Allington y Bull¹⁷⁸ para aceros grado 500E, el factor de 1.35 implementado para vigas es igualmente aplicable para columnas.

Por supuesto, el tercer factor de análisis en la metodología de diseño por capacidad, dentro los parámetros de mayor influencia en el comportamiento estructural predecible, específicamente en pórticos dúctiles de concreto reforzado, es:

7.1.1.3 Factor de resistencia a flexión de columnas con respecto a las vigas. El código sismo resistente colombiano (NSR-10) establece en la sección C.21.6.2¹⁷⁹ el criterio para la determinación de la resistencia mínima a flexión de columnas, el cual especifica que estas sean más fuertes que las vigas que la intersectan. Este principio reconoce, de acuerdo con Moehle y Hooper¹⁸⁰, las implicaciones negativas de la falla de las columnas, puesto que, a diferencia de las vigas, que portan las cargas gravitacionales del área aferente del piso del cual forman parte, las columnas de un piso determinado portan las cargas gravitacionales de la parte restante de la edificación que se encuentra por encima de estas.

Moehle; Hooper y Lubke¹⁸⁰ afirman a partir de diferentes estudios que el factor entre la resistencia de la columna y la viga podría ser del orden de cuatro si se busca alcanzar un mecanismo ideal (54Figura 3) con únicamente la formación de rótulas en vigas y en la base de las columnas del primer nivel. Debido a la inviabilidad de

¹⁷⁸ ALLINGTON y BULL, Op.cit., p. 7.

¹⁷⁹ MINISTERIO DE AMBIENTE VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL, Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, Op.cit., p. C379.

¹⁸⁰ MOEHLE, Jack P.; HOOPER, John D. y LUBKE, Chris D. Seismic design of reinforced concrete special moment frames: a guide for practicing engineers. En: NEHRP Seismic Design Technical Briefs. 2008, vol. 1. no. 1. p. 8. ISSN 8-917-1.

un diseño que cumpla esta condición, los autores argumentan que el ACI 318 permite la formación de un mecanismo intermedio, donde para el factor de 1.2 se espera la fluencia de algunas columnas.

La diferencia particular con la metodología propuesta por Paulay y Priestley 1992 se encuentra en el amplificador $\omega\phi_o$ usado para encontrar los momentos flectores de diseño en una columna M_{col} . Por medio de este, se busca alcanzar el mecanismo de la Figura 3. Teniendo en cuenta lo afirmado por Park¹⁸¹, para un valor mínimo de ω en pórticos en dos direcciones, igual a 1.25, y asumiendo un factor de sobrerresistencia ϕ_o , igual a 1.47 (1.25/0.85), $\omega\phi_o$ es al menos 2.2.

Aunque ambas metodologías reconocen la necesidad de proteger las columnas de mecanismos de falla frágiles, su diferencia está en entender las diferentes fuentes de incertidumbre relacionadas al diseño por capacidad de las columnas. Algunas de estas son:

- Incertidumbre relacionada a la sobre resistencia de las vigas. El procedimiento del diseño por capacidad establece una jerarquía de resistencia tal que se requiere ajustar las resistencias de las columnas, M_c , en las caras de un nodo para que sean mayores que las resistencias de las vigas, M_b , que intersectan ese mismo nodo en cada una de las direcciones principales de análisis. Lo anterior puede representarse mediante la ecuación matemática general¹⁸²:

$$\sum M_c \geq \sum M_b \quad (39)$$

¹⁸¹ PARK, Op.cit., p. 170-171.

¹⁸² SUNITHA, P.; MURTY, C.V.R. y GOSWAMI, Rupen. Quantifying parameters that ensure large deformability of earthquake resistant rc buildings in high seismic regions. En: The Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering. (10: 21-25, July, Alaska). Type. Anchorage, Year, p. 10.

Cuando una estructura se encuentra a estado límite último, la máxima demanda en una columna debería corresponder al menos a la sobrerresistencia de las vigas. Aunque el código colombiano considera los efectos de sobrerresistencia en el cálculo de los cortantes plásticos en vigas y columnas, a partir de la determinación de los momentos probables de la sección, en el criterio de columna fuerte-viga débil (ecuación (15)) estos no son considerados, pues únicamente se relacionan las resistencias nominales ($\phi = 1.0$) entre vigas y columnas. Si se acepta que el valor del factor de sobrerresistencia a flexión es aproximadamente igual al valor del factor de sobrerresistencia del material para vigas rectangulares (sección 7.1.1.2), el factor de 1.2 no cubre el valor dado por $1.25f_y$, el cual se presume es aún mayor (sección 7.1.1.2).

Adicionalmente, Kappos¹⁸³ enuncia otro factor en la incertidumbre en el diseño por capacidad de columnas, el cual se encuentran relacionado a la fluencia de las vigas en las dos direcciones principales, que puede inducir un incremento del momento total demandado en la columna de hasta el 41% del producido por la fluencia en un único plano, debido a las componentes de momento resistente recibido de las vigas en las dos direcciones.

El reglamento¹⁸⁴ incluye los efectos de ortogonalidad de la carga a través de la acción simultánea del 100% en una dirección y del 30% en la otra dirección principal, sin embargo, los movimientos sísmicos ocurren en direcciones aleatorias y al respecto Park y Paulay afirma que “la carga simultánea de las vigas también incrementará el momento total demandado en las columnas debido a las componentes de momento resistente recibido de las vigas en las dos direcciones. {Esto también reducirá la resistencia a flexión de las columnas porque} la

¹⁸³ KAPPOS, A.J. Influence of capacity design method on the seismic response of R/C columns. En: Journal of Earthquake Engineering. 1997, vol. 1. no. 02. p. 2. ISSN 1363-2469.

¹⁸⁴ MINISTERIO DE AMBIENTE VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL, Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, Op.cit., p. A46.

capacidad a flexión biaxial de estos elementos es menor que la capacidad uniaxial”¹⁸⁵, situación que es aún más crítica si se presenta la sobrerresistencia de las vigas.

En la evaluación de la capacidad a flexo-compresión la NSR-10 no contempla la plastificación simultánea de las vigas en ambas direcciones principales de análisis de la edificación, ya que solo se requiere el cumplimiento de la ecuación de la sección C.21.6.2 para cada plano de análisis de manera independiente. Por el contrario, la metodología propuesta en Paulay y Priestley 1992 incorpora el efecto a través del factor de amplificación dinámico ω .

- Incertidumbres relacionadas a la distribución del momento entre las columnas por encima y por debajo de un nodo. De acuerdo con lo estudiado en las secciones anteriores y conforme a lo descrito en Booth¹⁸⁶, los momentos máximos actuantes de las vigas pueden calcularse fácilmente evaluando las resistencias plásticas de estos elementos en las regiones críticas. Por el contrario, la distribución de los momentos entre columnas que intersectan un mismo nodo no es estáticamente determinada. Esto se debe a que la relación, por ejemplo, entre el momento M1 y M2 de la 0 depende de los puntos de contraflexión de las columnas.

De este modo, análisis dinámicos no lineales de estructuras aporticadas realizados por Paulay y Priestley¹⁸⁷ han indicado la posibilidad que durante la respuesta frente a un sismo se presenten puntos de inflexión en columnas bastante alejados de la altura media de dichos elementos. Incluso, en algunos casos las columnas pueden

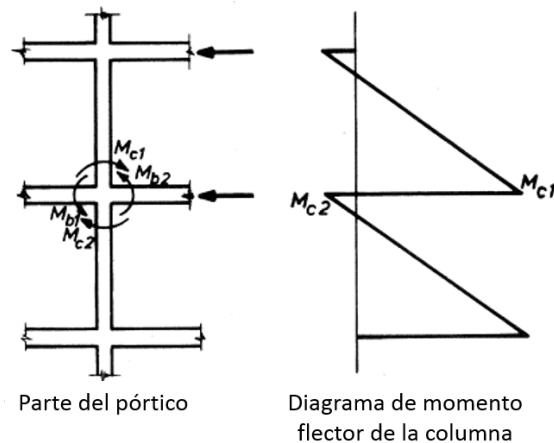
¹⁸⁵ PARK, Bob. y PAULAY, Thomas. Ductile reinforced concrete frames - some comments on the special provisions for seismic design of aci 318-71 and on capacity design. En: Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering. 1975, vol. 1. no. 1. p. 75.

¹⁸⁶ BOOTH, Edmund. Earthquake design practice for buildings. 3 ed. Westminster, London: ICE Publishing, 2014. p. 59. ISBN 978-0-7277-5794-4.

¹⁸⁷ PAULAY y PRIESTLEY, Op.cit., p. 216-217.

encontrarse a una sola curvatura. Esto se encuentra dependiente, entre otros, por los siguientes parámetros:

Figura 21. Momentos en un nodo viga-columna.



Fuente: PARK, Bob. y PAULAY, Thomas. Momentos en un nodo viga-columna. [imagen]. Ductile reinforced concrete frames - some comments on the special provisions for seismic design of aci 318-71 and on capacity design. vol. 1. no. 1. New Zealand: Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering. 1975. p. 86

- Amplificación dinámica de los momentos de las columnas: Kappos plantea que la fuerte influencia de los modos superiores de vibración, “pueden representar una amplificación de los momentos de las columnas con respecto a los valores calculados de un análisis normativo por fuerza horizontal equivalente o un análisis modal simplificado”¹⁸⁸. A pesar de lo anterior, Naeim expone que “esta condición ha sido observada incluso bajo carga estática lateral, cuando se vuelve significativo el modo de deformación a flexión en estructuras aporticadas altas”¹⁸⁹.

¹⁸⁸ KAPPOS, Op.cit., p. 3.

¹⁸⁹ NAEIM, Op.cit., p. 481.

- Cambios en la rigidez de los elementos que se enmarcan dentro de un nodo: Naeim¹⁸⁹ y Kappos¹⁹⁰ describen que los cambios en el punto de contraflexión de las columnas pueden obedecer a diferencias significativas en la rigidez de los segmentos de columnas adyacentes, que en circunstancias extremas pueden desplazar dicho punto por fuera de la altura de estos elementos. Por otro lado, puede obedecer a la degradación de la rigidez de las vigas adyacentes a las columnas que intersectan un mismo nodo, rigidez que posterior a la fluencia puede ser inferior a la asumida durante el análisis y diseño bajo cualquier reglamento contemporáneo.

Park y Paulay interpretan las diferentes condiciones en las cuales pueden encontrarse las columnas dependiendo de la posible distribución de momentos flectores. A partir de la 0 el autor expresa matemáticamente el estado en el que para un solo plano de análisis, la demanda a flexión de dos vigas adyacentes a un nodo común es resistida por la suma de los momentos de las columnas que intersectan el mismo nodo así:

en un nodo común, la demanda de momentos de las vigas es resistida por la suma de los momentos de la columna y por lo tanto:

$$\sum M_b = M_{b1} + M_{b2} = M_{c1} + M_{c2} \quad (40)$$

El mayor momento demandado en la columna 1 está dado por:

$$M_{c1} = \sum M_b - M_{c2} \quad (41)$$

Así, si $\sum M_{ub}$ es la demanda total cuando las vigas desarrollan su capacidad a momento a estado límite ultimo y M_{uc1} es la capacidad a momento a estado límite ultimo de la columna 1, para que una rótula plástica no se forme en la columna 1, se requiere que:

¹⁹⁰ KAPPOS, Op.cit., p. 3.

$$M_{uc1} > \sum M_{ub} - M_{c2} \quad (42)$$

Si la columna se encuentra en doble curvatura con el punto de contraflexión en la altura media, el momento sobrerresistente impuesto de las vigas es compartido por las columnas en las mismas proporciones $M_{c2} = M_{c1} = M_{uc1}$ y la ecuación (42) requiere $M_{uc1} > 1/2 \sum M_{ub}$. Esta sería la condición que se presentaría en la ecuación (15) del código colombiano si las resistencias de las columnas por encima y por debajo del nodo son iguales y si se asume que el factor de 1.2 solo permite una aproximación a los máximos momentos probables M_{pb} de las vigas.

Un reconocimiento de esta situación, es dado en la metodología propuesta en Paulay y Priestley 1992 al definir la ecuación $\phi_o \sum M_{c,E} = \sum M_{b,o}$. Si el punto de contraflexión, se desplaza lejos de la altura media pero la columna permanece en doble curvatura; el caso limite es cuando $M_{c2} \rightarrow 0$ y la ecuación (42) requiere que $M_{uc1} > \sum M_{ub}$. Si la columna está a una sola curvatura, la ecuación (42) requiere que $M_{uc1} > \sum M_{ub} + M_{c2}$.¹⁹¹

Las diferentes condiciones así descritas son cobijadas en la metodología de Paulay y Priestley 1992 mediante el factor de amplificación dinámico ω , el cual no está contemplado en el reglamento Nacional.

Es claro que las disposiciones dadas por el NSR-10 no evitarán la plastificación en columnas. Según Dooley y Braci en Park¹⁹² una relación de resistencia a flexión entre la columna y la viga igual a 1.2 representa una probabilidad del 90% de formación de un mecanismo dado por la rotulación plástica en columnas, y surge el mismo cuestionamiento formulado por Paulay: “¿Qué tan fuertes deben ser todas esas regiones o elementos, con respecto a los eslabones débiles escogidos, tales como las vigas, para asegurar que la jerarquía de resistencia seleccionada alcanzará el propósito previsto?”¹⁹³.

¹⁹¹ PARK y PAULAY, Op.cit., p. 74-75.

¹⁹² PARK, Op.cit., p. 172.

¹⁹³ PAULAY, Seismic design of concrete structures the present needs of societies, Op.cit., p. 15.

Con el fin de asegurar un modo de falla favorable es conveniente expresar la ecuación (39) en función del factor de capacidad a momento¹⁹⁴ (ψ):

$$\frac{\sum M_c}{\sum M_b} = \psi \quad (43)$$

Una revisión de la literatura con relación a este tema, evidencia factores de resistencia viga-columna mayores que el recomendado por la NSR-10:

Tabla 3. Valores recomendados de ψ en varios estudios.

Autor	Definición de ψ	ψ
Technical Committee CEN/TC 250	$\frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}$ Resistencia de diseño tanto en columnas como vigas (mínimo valor de los momentos dentro del rango de cargas axiales existentes)	1.3
Dooley y Bracci	$\frac{\sum M_{cd}}{\sum M_{bd}}$ Resistencia de diseño tanto en columnas como vigas	2.0
Paulay	$\frac{\sum M_c}{\sum M_b}$ Resistencia nominal a flexión tanto en columnas como vigas, similar a la NSR-10	2.0 – 2.5
Kuntz y Browning	$\frac{M_{cte}}{M_g}$ Donde M_{cte} = capacidad a momento de la columna exterior del ultimo nivel y	1.8 (para pórticos de 4 niveles) A 4.0

¹⁹⁴ SUNITHA; MURTY y GOSWAMI, Op.cit., p. 4.

Tabla 3. Continuación.

Autor	Definición de ψ	ψ
Kuntz y Browning	$M_g =$ capacidad a momento promedio de las vigas	(para pórticos de 16 niveles)
Sunitha; Murty y Goswami	$\frac{\sum M_{c,diseño a carga axial=0}}{\sum M_{b,diseño}}$	2.5-3.0

Fuente: Adaptado de SUNITHA, P.; MURTY, C.V.R. y GOSWAMI, Rupen. Quantifying parameters that ensure large deformability of earthquake resistant rc buildings in high seismic regions. [en línea]. Vol. 10: 21-25. Alaska, Estados Unidos: The Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering. 2014. p. 10. [Consultado: 23 de marzo de 2017]. Disponible en internet: <https://datacenterhub.org/resources/11605/about>

En concordancia con la filosofía del diseño por capacidad, para minimizar la probabilidad de fluencia de una columna sería necesario garantizar que la capacidad a flexión confiable (o de diseño) de las columnas adyacentes a un nodo, sea igual o mayor que el momento probable demandado por las vigas en el plano de análisis, el cual puede ocurrir concurrentemente con una carga axial probable:

$$\sum M_{c,n} = \psi \sum M_{b,pr} \quad (44)$$

Donde $\sum M_{c,n}$ representa la sumatoria de los momentos nominales o de diseño de las columnas en la presencia de una apropiada carga axial, $\sum M_{b,pr}$ representa la sumatoria de los momentos probables cuando las rótulas plásticas se forman en las vigas y, ψ el factor de capacidad a momento que represente el porcentaje en el cual los momentos de las columnas en un nodo deben ser incrementados para alcanzar el mecanismo deseado.

El presente estudio está enfocado en alcanzar una jerarquía de resistencia entre las columnas y las vigas tal que las rótulas plásticas se desarrollen en las vigas previo a la formación en las columnas, asegurando por lo tanto un mecanismo dúctil. Criterio análogo a uno de los objetivos perseguido en el diseño por capacidad propuesto en -Paulay y Priestley.

De todo lo anterior, se puede concluir que la principal diferencia se encuentra en las metodologías implementadas para la evaluación del momento de columnas. Park¹⁹⁵ identifica que por un lado la ecuación (44) busca aplicar la amplificación a la suma de las resistencias a flexión de la columna en cada nodo; mientras que, la propuesta por la ecuación (19) busca aplicar la amplificación al momento de la columna en el nodo debido al análisis estructural elástico.

Con el objetivo de establecer un factor adecuado para la ecuación (44), y a su vez, resolver las diferencias entre las metodologías para el diseño por capacidad de los momentos flectores de diseño de columnas, se desarrollara la metodología propuesta en la sección **Anexo D**.

Por último, se registra, a continuación, el cuarto factor de análisis en la metodología de diseño por capacidad; esto, dentro los parámetros de mayor influencia en el comportamiento estructural predecible, específicamente en pórticos dúctiles de concreto reforzado.

7.1.1.4 Cortantes de diseño en columnas. La NSR-10 en la sección 21.4.5.1, establece que las fuerzas cortantes de diseño sean calculadas a partir de la estática, asumiendo momentos de signo contrarios, correspondientes a la resistencia a flexión probable, M_{pr} , actuando en las caras de los nodos.

¹⁹⁵ PARK, Op.cit., p. 171.

Este procedimiento, resulta bastante conservador, puesto que el hecho de considerar el cortante de diseño a partir del desarrollo de la máxima resistencia a momento probable (generalmente igual al momento en el punto balanceado), en ambos extremos de la columna, podría interpretarse como un mecanismo de desplazamiento, en el cual, todos los elementos alcanzan la plastificación mediante la formación simultánea de rótulas plásticas en sus extremos. Incluso, conforme a la investigación realizada por Visnjic; Panagiotou y Moehle¹⁹⁶, una significativa sobreestimación de este método, puede resultar en valores de demanda de fuerza cortante en las columnas del primer nivel de una edificación del orden de 2.1 veces las fuerzas cortante promedio calculadas por un análisis cronológico no lineal.

Un modo de diseño alternativo puede adoptarse, con la implementación del procedimiento propuesto en Englekirk 2003, mediante simples consideraciones de equilibrio estático en los puntos de inflexión de los elementos. Al igual que lo propuesto en la NSR-10 y en Paulay y Priestley 1992, este requiere un enfoque basado en capacidad, en el que la resistencia a cortante de la columna siempre excede las demandas impuestas independientemente de la fuente.

Ahora, dado que no es posible predecir adecuadamente la demanda de cortante que una columna puede experimentar, Englekirk 2003 recomienda un “enfoque conservador” donde la demanda, de acuerdo al mecanismo de desplazamiento dado por la Figura 3, este en función de la ubicación de la columna en la edificación.

Al respecto, tres regiones necesitan ser consideradas: el nivel más bajo o primer nivel, niveles intermedios y el nivel superior. En este sentido, la Tabla 4, expone las ecuaciones de cortante para la serie de columnas de un pórtico plano desplazado

¹⁹⁶ VISNJIC, T. ; PANAGIOTOU, M. y MOEHLE, J.P. Seismic response of tall reinforced concrete special moment resisting frames designed with current code provisions. En: The Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering. (10: 21-25, July, Alaska). Type. Anchorage, Year, p. 11.

en el sentido positivo de las acciones sísmicas (ver Anexo C). De acuerdo, con la ubicación de los elementos, se tiene:

Tabla 4. Demanda de fuerza cortante en columnas.

Columnas de Piso Superior	
Exterior Izquierda	Ecuación Primer nivel, exterior izquierda.
Intermedia	Ecuación Primer nivel, intermedia.
Exterior derecha	Ecuación Primer nivel, exterior derecha.
Columnas de Piso intermedio	
Exterior Izquierda	$V_{cu} = \frac{1.45\lambda_o f_y A_s (d - d')}{h_x}$
Intermedia	$V_{cu} = \frac{1.45(A'_s + A_s)(d - d')\lambda_o f_y}{h_x}$
Exterior derecha	$V_{cu} = \frac{1.45\lambda_o f_y A'_s (d - d')}{h_x}$
Columnas de Primer piso	
Exterior Izquierda	$V_{c1,pr} = \frac{0.55[\lambda_o f_y A_s (d - d')] + M_{c1,pr}}{h_{x1}}$
Intermedia	$V_{c1,pr} = \frac{0.55[(A'_s + A_s)(d - d')\lambda_o f_y] + M_{c1,pr}}{h_{x1}}$
Exterior derecha	$\frac{0.55[\lambda_o f_y A'_s (d - d')] + M_{c1,pr}}{h_{x1}}$

Englekirk¹⁹⁷ expresa que las ecuaciones compiladas junto al uso de un factor de reducción de resistencia proporcionan un enfoque de diseño justificado debido a las consecuencias de una falla por cortante. Adicional a esto, debe considerarse el desplazamiento en el sentido opuesto. La estimación de una acción inversa conlleva a las mismas ecuaciones de la Tabla 4, por lo que un procedimiento simplificado puede obtenerse de acuerdo con lo descrito en el anexo C.

¹⁹⁷ ENGLEKIRK, Op.cit., p. 270.

Hasta aquí, cuatro factores de gran influencia en el comportamiento estructural predecible, relacionado con pórticos dúctiles de concreto reforzado, fueron identificados a partir de un estudio comparativo del procedimiento metodológico del Reglamento sismo resistente NSR-10 y del procedimiento descrito en Paulay y Priestley 1992. Tales factores corresponde a, redistribución de momentos; sobre-resistencia de la sección crítica; resistencia de flexión de columnas con respecto a las vigas y cortantes de diseño en columnas.

Luego, en la siguiente sección, se registra otro estudio de los factores de mayor influencia en el comportamiento estructural predecible, esta vez relacionado con muros estructurales dúctiles en voladizo de concreto reforzado. Así:

7.1.2 Muros estructurales dúctiles en voladizo de concreto reforzado con demanda especial de ductilidad

- **Envolventes de diseño desarrolladas por otros autores.** En la sección 5.1.4.3 se identificó el mecanismo inelástico deseado de respuesta lateral, así como otros mecanismos de comportamientos por prevenir en muros estructurales dúctiles de concreto reforzado en voladizo.

Con relación a la respuesta lateral inelástica, se requiere diseñar y detallar especialmente una rótula plástica en la base del muro para alcanzar un desempeño a flexión adecuado. Todas las demás regiones de la estructura así como otros modos de comportamiento no deseados, deben protegerse proporcionándolos con suficiente resistencia.

Aunque el código Colombiano busca limitar la formación de una única rótula en la base Paulay y Priestley declaran que dependiendo de las demandas de momento impuestas en el elemento, si se suministra un refuerzo a flexión tal que éste “se reduzca exactamente con el momento demandado, las rótulas plásticas podrían

formarse con igual probabilidad en cualquier lugar de la altura del muro durante un sismo fuerte”¹⁹⁸.

Con el fin de prevenir la formación de rótulas plásticas por encima de la región de plastificación Paulay y Priestley 1992 ¹⁹⁹ proponen una envolvente de momento de diseño que toma en cuenta la contribución de los modos superiores (Figura 8). No obstante, Bachmann y Linde en Boivin indican que “esta envolvente de diseño no es adecuada para muros cuyo comportamiento a flexión está gobernado por los modos superiores de respuesta” ²⁰⁰.

En virtud de lo anterior, se han planteado diferentes envolventes de momento flector que cubran las posibles demandas durante la respuesta dinámica, asumiendo el desarrollo de una única rótula plástica en la base del muro. Es por esto, que se expone en la Tabla 5 los principales métodos desarrollados para muros estructurales de concreto reforzado que conforme a Boivin son “regulares y uniformes en resistencia y rigidez sobre la altura de la edificación, asumiendo el desarrollo de una única rótula o mecanismo de plastificación en la base del muro”²⁰¹.

Boivin²⁰² explica que los métodos brevemente descritos a continuación fueron desarrollados considerando que las fuerzas sísmicas de diseño se obtienen de análisis elásticos lineales estáticos o dinámicos:

¹⁹⁸ PAULAY y PRIESTLEY, Op.cit., p. 393.

¹⁹⁹ Ibid., p. 389-397.

²⁰⁰ BOIVIN, Yannick y PAULTRE, Patrick. Seismic force demand on ductile reinforced concrete shear walls subjected to western North American ground motions: Part 2—new capacity design methods. En: Canadian Journal of Civil Engineering. 2012, vol. 39. no. 7. p. 740. ISSN 0315-1468.

²⁰¹ BOIVIN, Yannick. New capacity design methods for seismic design of ductile RC shear walls. Trabajo de grado Doctorado en Ingeniería Civil. Quebec, Canada: Universidad de Sherbrooke. Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil. 2012. p. 78.

²⁰² Ibid., p. 78-83.

Tabla 5. Envoltentes de momento de diseño basado en capacidad.

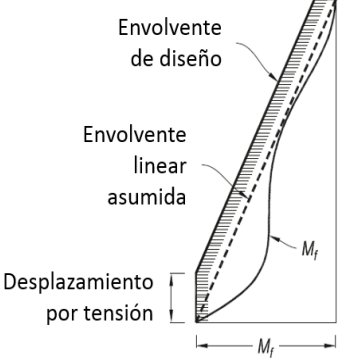
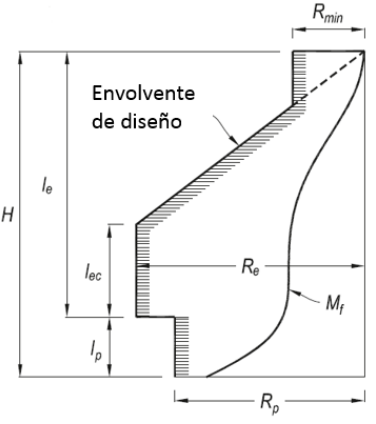
Autor	Diagrama /observaciones	Descripción
Eurocódigo 2004	 Aunque puede resultar análogo al propuesto por Paulay y Priestley, no toma en cuenta la sobrerresistencia a flexión de la base	Envoltente lineal de momento de diseño a lo largo de la altura del muro en función del momento factorizado o de diseño, M_f. La envolvente se desplaza verticalmente para tomar en cuenta el cambio de tensión en la base. No proporciona específicamente ningún método o relación para estimar el cambio de tensión. Este puede ser aproximado con la altura de la región crítica, $h_{cr} = \max(l_w; H/6)$, con $h_{cr} \leq \max(2l_w, h_s)$, para estructuras con menos de 7 pisos y $h_{cr} \leq 2h_s$, para estructuras con 7 pisos o más, siendo h_s igual a la altura libre de piso. La envolvente presenta una resistencia constante R_p sobre una región de plastificación asumida en la base de altura l_p. Donde $R_p \geq \gamma_R M_f$, con γ_R igual al factor de resistencia tomado como 1.2 y $l_p = \max(l_w; H/6)$.
Bachmann y Linde 1995	 Tiene como propósito superar las limitaciones de la envolvente de diseño propuesta por Paulay y Priestley 1992 con respecto a los efectos de amplificación de modos superiores. Debido a que la resistencia a flexión de un muro a lo largo de su altura	Se sugiere una resistencia aumentada inmediatamente por encima de la región de plastificación, de longitud l_{ec}, con el fin de prevenir la fluencia en la parte superior del muro, suministrando una resistencia requerida R_e igual a $\lambda_o R_p$ con λ_o igual al factor de sobrerresistencia del muro y usualmente tomado como 1.2. l_{ec} depende de la esbeltez del muro y se toma como una

Tabla 5. Continuación.

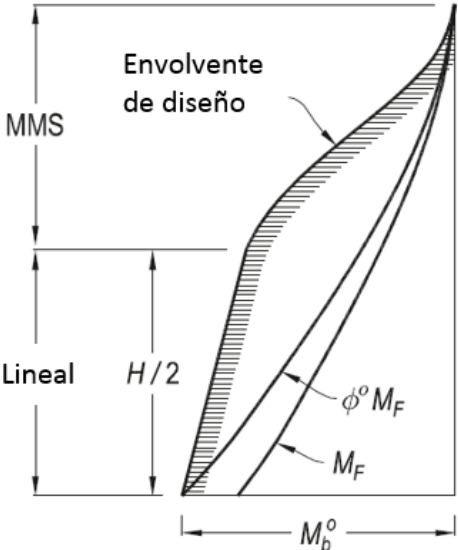
Autor	Diagrama /observaciones	Descripción
Bachmann y Linde 1995	normalmente decrece desde la base hasta la parte superior, producto de a una disminución de las cargas gravitacionales, puede ser difícil proporcionar suficiente refuerzo a flexión para generar el incremento de resistencia requerido R_e ya sea por la especificación de un límite máximo de refuerzo exigido por el código, o por problemas constructivos relacionados a una congestión del refuerzo.	fracción α_{ec} de la altura total de la región elástica l_e: $l_{ec} = \alpha_{ec} l_e = 0.20 T_1 l_e$ donde T_1 es el periodo fundamental del muro bajo la dirección en consideración (α_{ec} es válido para periodos entre 0.5 y 2.5s).
		Por encima de la la altura l_{ec}, se considera la envolvente lineal como la propuesta por Paulay and Priestley (1992) hasta una resistencia mínima a flexión posible R_{min} que es alcanzada debido a los requisitos de resistencia mínimos nominales. La envolvente propuesta considera que el momento de diseño de capacidad en el nivel i sobre la mitad superior del muro se determina con el enfoque MMS mediante la siguiente relación: $M_{MMS,i} = 1.1 \sqrt{M_{1,i}^2 + M_{2e,i}^2 + M_{3e,i}^2 + \dots}$ Con $M_{1,i} = \min(M_{F,i}; M_{1e,i})$ donde $M_{F,i}$ es el momento de diseño dúctil (primer modo) en el nivel i determinado a partir del DDBD, y $M_{1e,i}$, $M_{2e,i}$, $M_{3e,i}$ etc son los momentos elásticos modales en el nivel i para los modos laterales 1, 2, 3, etc.
Priestley y Amaris 2002	 Implementada en el diseño de muros de acuerdo al método de diseño basado en desplazamiento directo (DDBD) propuesto por Priestley and Kowalsky (2000).	

Tabla 5. Continuación.

Autor	Diagrama /observaciones	Descripción
Priestley y Amaris 2002	Envolvente basada en un enfoque de superposición modal modificada (MMS) la cual es una extensión del método de fuerzas limitadas modales propuesto por Keintzel (1990) para predecir la demanda de cortante basal en muros en voladizo. La envolvente MMS tiende en general a ser un poco no conservadora para muros de periodo corto y bastante conservadora para muros de periodos largos, para movimientos del suelo a nivel de diseño.	Como el momento en la base depende de la capacidad a flexión del muro, el perfil de la envolvente de diseño de capacidad es considerado lineal desde el momento en la altura media hasta la capacidad de momento de sobrerresistencia en la base, $M_b^o = \phi^o M_{F,base}$, donde ϕ^o es el factor de sobrerresistencia a flexión, definido como la relación entre la capacidad a momento sobrerresistente y la capacidad requerida en la base de la rótula plástica, y puede tomarse como 1.0 o 1.2, dependiendo si el endurecimiento por deformación del acero es incluido o no en la determinación del refuerzo requerido a flexión en la base, respectivamente.
		Consiste en una envolvente de capacidad bilineal definida por el momento sobrerresistente $M_b^o = \phi^o M_F$ con el factor ϕ^o igual a la relación entre la capacidad a momento sobrerresistente (calculado usando un análisis momento curvatura o usando un factor de sobrerresistencia prescrito simplificado) y la capacidad requerida en la rótula plástica, el momento sobrerresistente en la altura media $M_{0.5H}^o = A_T M_b^o$, y un momento cero en la parte superior del muro. El coeficiente de momento A_T corresponde a:
Priestley; Calvi y Kowalsky 2007		
Propone una versión simplificada de la envolvente MMS para evitar llevar a cabo un análisis modal.		

Tabla 5. Continuación

Autor	Diagrama /observaciones	Descripción
Priestley; Calvi y Kowalsky 2007	La ecuación de A_T no presenta un límite superior, lo cual significa que la relación de momentos puede ser igual o mayor a la unidad, resultando en $M_{0.5H}^o \geq M_b^o$. La viabilidad de tal diseño puede ser imposible.	$A_T = 0.4 + 0.075T_1 \left(\frac{\mu_\Delta}{\phi^o} - 1 \right) \geq 0.4$ Donde μ_Δ es el factor de ductilidad de desplazamiento de diseño.
	No se hace una recomendación específica sobre qué valor de ductilidad de desplazamiento μ_Δ se debe usar. Este puede corresponder a la demanda de ductilidad del muro o a la demanda de ductilidad global del sistema. Para estructuras duales muro pórtico el uso de la ductilidad del sistema ha sido recomendado Beyer; Fox; Sullivan y Beyer.	Para considerar los efectos de cambio de tensión, la envolvente de capacidad debe desplazarse hacia arriba asumiendo un desplazamiento igual a $l_w/2$, con l_w siendo la longitud del muro.
		Comúnmente se asume que μ_Δ es aproximadamente igual a R , donde R es el factor de reducción definido como la relación entre la fuerza inercial de respuesta elástica y la fuerza de diseño estática lateral.

Fuente: Adaptado de BOIVIN, Yannick. New capacity design methods for seismic design of ductile RC shear walls. [Trabajo de grado Doctorado en Ingeniería Civil]. Quebec, Canada: Universidad de Sherbrooke. Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil. 2012. 81-83 p. [Consultado: 02 de mayo de 2017]. Disponible en internet: <https://savoirs.usherbrooke.ca/bitstream/handle/11143/1962/NR83301.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

Boivin²⁰³ concluye que de los métodos señalados en la Tabla 5, el procedimiento propuesto por Priestley; Calvi y Kowalsky 2007 es un método claro de diseño por capacidad para definir la resistencia a momento carga axial de los muros, esto argumentado en la simplicidad del método para garantizar una resistencia en la region elástica mayor a la máxima demanda en la zona de plastificación. El autor igualmente destaca del método la incorporación explícita del periodo fundamental T_1 y la resistencia en la base del elemento, los cuales son influyentes en los efectos

²⁰³ Ibid., p. 89.

de amplificación de los modos superiores y en los perfiles de las envolventes de fuerzas.

Con el propósito de estudiar los diferentes efectos de las envolventes de momento de diseño, en el presente trabajo se abordaran las envolventes propuestas por Paulay y Priestley 1992 y por Priestley; Calvi y Kowalsky 2007.

7.2 ANÁLISIS COMPARATIVO Y DISCUSIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL PÓRTICO BIDIMENSIONAL Y EL MURO DE CONCRETO REFORZADO DISEÑADO BAJO LAS METODOLOGÍAS DE LA NSR-10, PAULAY Y PRIESTLEY 1992 Y PRIESTLEY, CALVI, Y KOWALSKY 2007

Respecto del segundo objetivo de este trabajo, en este resultado se analiza y compara el comportamiento estructural de las edificaciones de concreto reforzado, diseñadas mediante las indicaciones expuestas en la NSR-10, y las diseñadas a partir de la incorporación de los factores considerados relevantes en el control de la incertidumbre del comportamiento sísmico, ver procedimiento en **Anexo D**.

Para comenzar, un pórtico plano (Figura 11), representativo de un sistema tridimensional de concreto reforzado, fue analizado y diseñado en este documento, asumiendo un patrón hipotético de articulación plástica, dado por la rotulación en los extremos de las vigas, en la base de las columnas del primer nivel; y, en uno o ambos extremos de las columnas del ultimo nivel.

Aunque los códigos de construcción, constituyen un conjunto de regulaciones que especifican los requisitos mínimos para proteger adecuadamente la salud, la seguridad y el bienestar de los ocupantes de una estructura, estos no pueden reemplazar el criterio del ingeniero. Así, La ausencia de un conocimiento claro de los principios fundamentales del diseño por capacidad, puede originar una

aplicación inadecuada de su filosofía; lo que puede conducir a un diseño irracional y equivoco, bastante alejado del comportamiento real de una estructura.

De este modo, uno de los conceptos claves, previo al desarrollo de un diseño y detallado, se encuentra en **“la selección racional de un mecanismo plástico”**, que de acuerdo con Paulay para el caso de “pórticos de concreto reforzado de respuesta dúctil”, se encuentra dependiente de la “relación existente entre las acciones resultantes de las fuerzas sísmicas de diseño y las acciones inducidas por carga gravitacional”²⁰⁴. Dicho de otro modo, la elección del mecanismo depende del tipo de acción que controlará la resistencia requerida de los elementos.

Para Paulay²⁰⁴, cuando las dimensiones de las vigas resultan de los efectos combinados de las cargas gravitacionales mayoradas y de las fuerzas sísmicas de diseño prescritas, con los máximos momentos flectores muy cerca o en la cara de la columna, el pórtico se encuentra “dominado por sismo”²⁰⁵, lo que posibilita la formación del así denominado por Fenwick; Dely y Davidson²⁰⁶ **“rótulas plásticas reversibles”**^{207 208 209}(Figura 22A). Moehle y Hooper²¹⁰ muestra que esta condición se puede presentar en vigas con luces relativamente cortas y/o cargas gravitacionales relativamente bajas²⁰⁹, permitiendo con cierta facilidad, proporcionar columnas que sean más fuertes que las vigas y alcanzar mecanismos como el de la Figura 3²⁰⁵.

²⁰⁴ PAULAY, Seismic design of concrete structures the present needs of societies, Op.cit., p. 23.

²⁰⁵ Ibid., p. 23.

²⁰⁶ FENWICK, R.; DELY, R. y DAVIDSON, B. Ductility demand for uni-directional and reversing plastic hinges in ductile moment resisting frames. En: Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering. 1999, vol. 32. no. 1. p. 1. ISSN 0110-0718.

²⁰⁷ FENWICK, RC y MEGGET, LM. Elongation and load deflection characteristics of reinforced concrete members containing plastic hinges. En: Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering. 1993, vol. 26. no. 1. p. 29-30. ISSN 0110-0718.

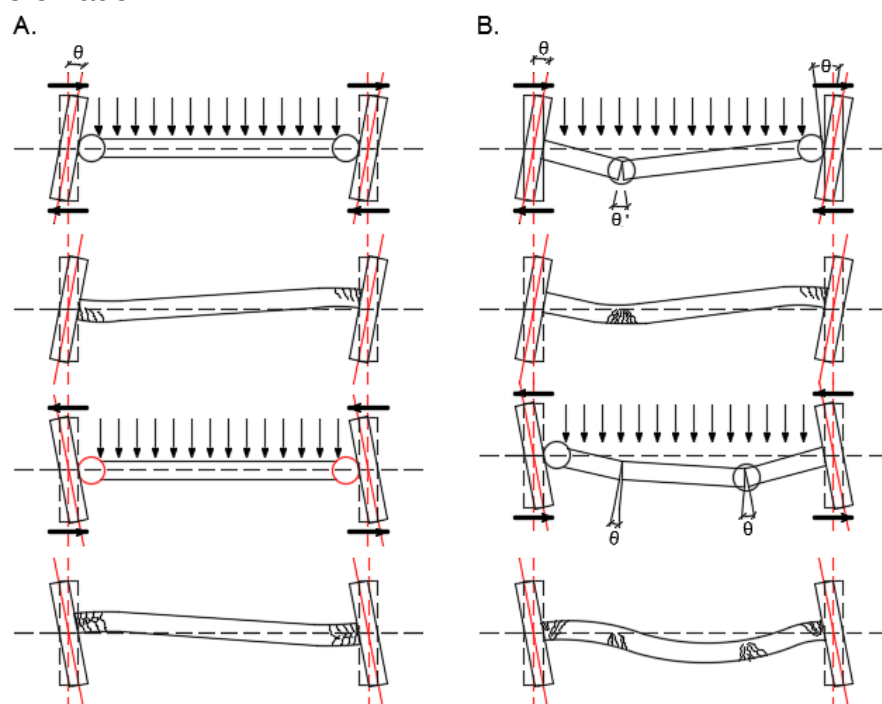
²⁰⁸ FENWICK; DELY y DAVIDSON, Op.cit., p. 1-2.

²⁰⁹ MOEHLE y HOOPER, Op.cit., p. 14-15.

²¹⁰ Ibid., p. 14.

Igualmente Paulay¹⁹³ afirma que, si la resistencia de la viga está gobernada principalmente por las cargas gravitacionales mayoradas, el pórtico se encuentra “dominado por carga gravitacional”. Esta situación, se presenta comúnmente, en edificaciones aporticadas de mediana y baja altura, siendo aún más crítico en vigas de luces relativamente grandes. Lo que representa una dificultad para inducir la formación de una rótula plástica muy cerca o en la cara de la columna, con el refuerzo inferior de la viga fluyendo a tensión²⁰⁵. Así, las grandes demandas a momento positivo pueden resultar en la formación de rótulas en el vano y en el desarrollo del termino definido por Fenwick; Dely y Davidson²¹¹ “**rótulas plásticas unidireccionales**^{207 208} o **irreversibles**²⁰⁹” como se muestra en la Figura 22B.

Figura 22. Rótulas plásticas bidireccionales y unidireccionales en pórticos de concreto reforzado.



Fuente: PAULAY, T. y PRIESTLEY, M. J. N. Rótulas plásticas bidireccionales y unidireccionales en pórticos de concreto reforzado. [imagen]. Seismic design of

²¹¹ FENWICK; DELY y DAVIDSON, Op.cit., p. 2.

reinforced concrete and masonry buildings. Edición ilustrada. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1992. 744 p.

FENWICK, RC y MEGGET, LM. Rótulas plásticas bidireccionales y unidireccionales en pórticos de concreto reforzado. [imagen]. Elongation and load deflection characteristics of reinforced concrete members containing plastic hinges. vol. 26. no. 1. New Zealand: Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering. 1993. 28-41 p.

PAULAY, Thomas. Rótulas plásticas bidireccionales y unidireccionales en pórticos de concreto reforzado. [imagen]. Seismic design of concrete structures the present needs of societies. 11: Paper No. 2001. Acapulco, Mexico: the 11th World Conference on Earthquake Engineering. Conference Proceedings. 1996. p. 65.

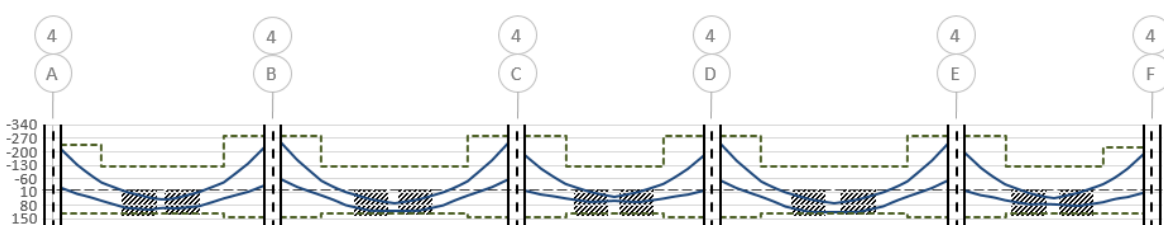
FENWICK, R.; DELY, R. y DAVIDSON, B. Rótulas plásticas bidireccionales y unidireccionales en pórticos de concreto reforzado. [imagen]. Ductility demand for uni-directional and reversing plastic hinges in ductile moment resisting frames. vol. 32. no. 1. New Zealand: Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering. 1999. 1-12 p.

MOEHLE, Jack P.; HOOPER, John D. y LUBKE, Chris D. Rótulas plásticas bidireccionales y unidireccionales en pórticos de concreto reforzado. [imagen]. Seismic design of reinforced concrete special moment frames: a guide for practicing engineers. vol. 1. no. 1. Estados Unidos: NEHRP Seismic Design Technical Briefs. 2008. 27 p.

Por lo tanto, “**la selección racional de un mecanismo plástico**” exige la previa identificación de zonas de potencial rotulación. La determinación de las zonas de potencial rotulación plástica, puede lograrse a partir de un análisis de la relación demanda (solicitaciones a momento en el elemento) capacidad (resistencia del elemento) a momento flector de la viga, la cual puede indicar en cuales zonas se alcanzara la máxima resistencia a flexión.

Así, y de acuerdo con lo indicado en Paulay y Priestley²¹², en la sección 4.5.1.d, a través de la Figura 23, es posible identificar las condiciones de un pórtico principalmente controlado por acciones gravitacionales, **Anexo F**.

Figura 23. Relación entre la envolvente de momento de diseño y la envolvente de resistencia nominal, determinada a partir del detallado del refuerzo longitudinal de las vigas del nivel cinco del pórtico plano del eje 4*.



* Línea punteada, envolvente de momento resistente nominal. Línea sólida, envolvente de momento de diseño. Región sombreada, potencial zona de rotulación a momento positivo.

Paulay y Priestley²¹³ resaltan que una de las características de la formación de “rótulas plásticas unidireccionales” es la acumulación de rotaciones residuales, así como la ocurrencia de grandes deflexiones y elongaciones en las vigas, las cuales se incrementan en cuanto aumentan la duración del sismo y se demandan mayores incursiones en el rango inelástico. Lo anterior puede repercutir en una posible destrucción de las conexiones de los componentes no estructurales y la alteración de los momentos flectores en las columnas de los pisos más bajos.

En consecuencia, Paulay y Priestley²¹³ y Fenwick; Dely y Davidson²¹⁴ sugieren en la medida de lo posible inducir en las vigas mecanismos debido a la formación de rótula plásticas reversibles. En caso contrario, donde se presenten rótulas

²¹² PAULAY y PRIESTLEY, Op.cit., p. 194-199.

²¹³ Ibid., p. 196.

²¹⁴ FENWICK; DELY y DAVIDSON, Op.cit., p. 12.

unidireccionales, los autores recomiendan reducir las demandas de ductilidad de desplazamiento de diseño, restringiendo la deriva de entrepiso permisible o moderando el número de oscilaciones inelásticas de desplazamiento de la estructura.

Algunas opciones podrían considerarse en un intento de limitar la formación de rótulas en los extremos de las vigas. Aunque los diagramas de momento flector, debidos a la plastificación de una viga, diferirán del diagrama de momentos elásticos obtenidos del análisis, diferentes soluciones se plantean a continuación.

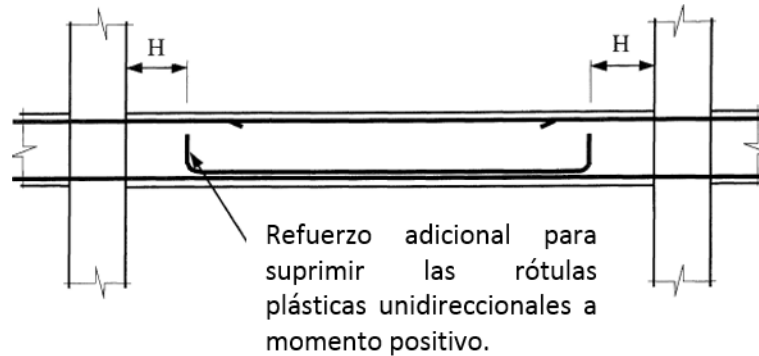
Posiblemente, una solución implicaría el incremento de la resistencia a momento positivo dentro del vano, tantas veces el inverso de la relación demanda capacidad del refuerzo positivo en la cara de la columna, de acuerdo al sentido o dirección de análisis. Esta resistencia adicional podría suplirse, de acuerdo con lo sugerido por Fenwick; Dely y Davidson²¹⁵ disponiendo un refuerzo a momento positivo anclado a una distancia medida desde la cara de la columna e igual a la altura de la viga (Figura 24).

Sin embargo, en esta situación se esperaría la formación de rótulas plásticas negativas mucho antes de que se puedan desarrollar rótulas plásticas positivas cerca de los extremos opuestos en cada vano de la viga, lo que puede producir rotaciones considerables en dichas zonas.

A partir de esta apreciación, otra opción implicaría el incremento de la capacidad a momento positivo dentro del vano y a momento negativo en la cara de las columnas, tantas veces el inverso de la relación demanda capacidad en la cara de la columna del refuerzo positivo, de acuerdo al sentido o dirección de análisis. Esto podría resultar en una demanda elevada del acero de refuerzo negativo.

²¹⁵ Ibid., p. 2-3.

Figura 24. Refuerzo adicional para restringir la formación de rótulas plásticas unidireccionales.



Fuente: FENWICK, R.; DELY, R. y DAVIDSON, B. Refuerzo adicional para restringir la formación de rótulas plásticas unidireccionales. [imagen]. Ductility demand for unidirectional and reversing plastic hinges in ductile moment resisting frames. vol. 32. no. 1. New Zealand: Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering. 1999. 1-12 p.

Cabe resaltar, a partir de lo indicado por Paulay y Priestley²¹⁶ que en los casos mencionados se esperaría un amplio incremento de la resistencia, siendo cuestionable el desarrollo de incursiones del acero en la zona de endurecimiento por deformación.

Finalmente, si se contempla el desarrollo de rótulas unidireccionales y se cumplen con las exigencias de detallado, Fenwick; Dely y Davidson exponen tres factores a tener en cuenta con relación a la magnitud de la rotación impuesta en dichas zonas, para registros sísmicos con el mismo espectro de respuesta. Estos son:

- Con un incremento en el factor de ductilidad estructural de diseño hay una disminución en la resistencia y por lo tanto un mayor número de incursiones

²¹⁶ PAULAY y PRIESTLEY, Op.cit., p. 308.

inelásticas deben ocurrir para cualquier registro sísmico dado. Esto a su vez, debe conducir a un incremento en la rotación inelástica acumulada para rótulas plásticas unidireccionales.

- Un incremento en la duración del movimiento fuerte del suelo debe también incrementar el número de incursiones inelásticas, de nuevo conduciendo a un aumento de las rotaciones impuestas.
- Un aumento de la relación entre la máxima carga a cortante gravitacional y el cortante sísmico, resulta en una distancia reducida entre las secciones críticas para rótulas plásticas positivas y negativas. Para un desplazamiento inelástico, esto aumenta la magnitud de las rotaciones inelásticas asociadas y por lo tanto podría esperarse el incremento de las rotaciones últimas acumuladas.²¹⁷

Los efectos de las cargas gravitacionales, con respecto al tercer factor, se evidencian en la Figura 23. Considerando lo señalado en Paulay y Priestley, se puede observar que la relación entre las fuerzas sísmicas y gravitacionales es menor en los pisos superiores, y que la potencial rótula plástica a momento positivo se encuentra muy alejada de la cara de la columna, lo que podría representar mayores rotaciones de la rótula frente a las demandas sísmicas a estado límite último.

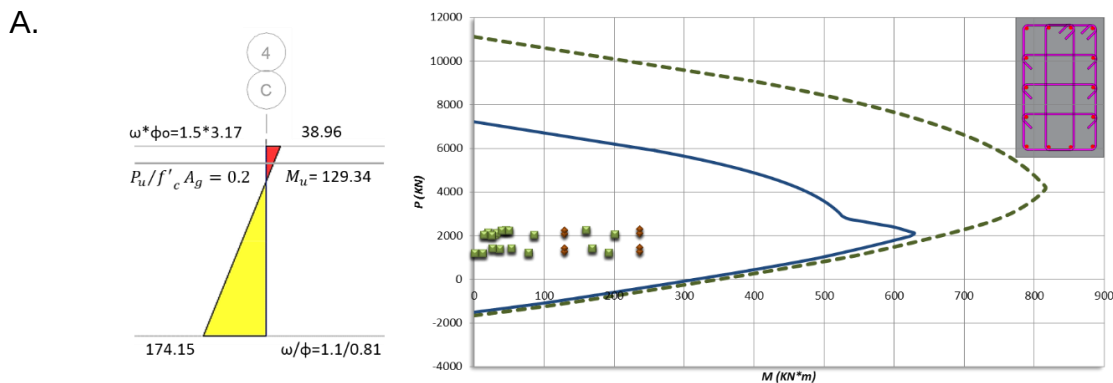
El diseño hipotético de vigas, asumiendo la plastificación en ambos extremos del elemento, permitió reconocer una consecuencia del diseño de pórticos dominados por cargas gravitacionales en cuanto al incremento de la resistencia, señalado por Paulay²¹⁸ de la siguiente manera: Se requiere un aumento excesivo de la capacidad a carga lateral de las columnas en un mecanismo de plastificación ideal, como consecuencia de una amplia capacidad potencial a momento de las vigas. Este incremento de la resistencia de las vigas, obedece al cumplimiento del criterio de la sección C.21.5.2.2 del código, el cual, con el fin de garantizar una adecuada ductilidad rotacional, demanda una resistencia a momento positivo en la cara de un nudo no menor que el 50% del momento negativo en la misma cara del nudo.

²¹⁷ FENWICK; DELY y DAVIDSON, Op.cit., p. 4.

²¹⁸ PAULAY, Thomas. An application of capacity design philosophy to gravity load dominated ductile reinforced concrete frames. En: Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering. 1978, vol. 11. no. 1. p. 104.

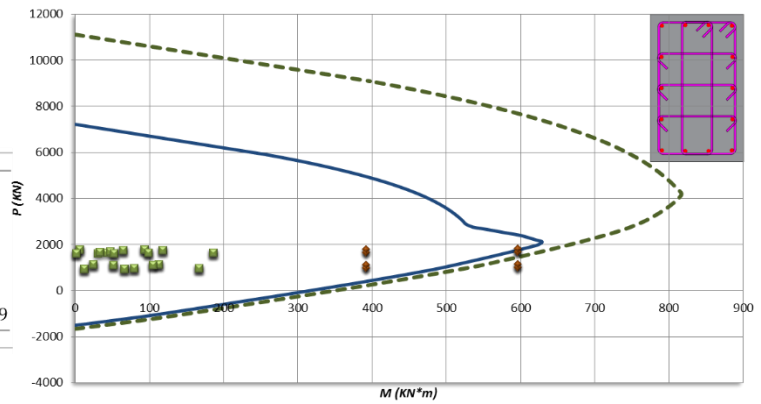
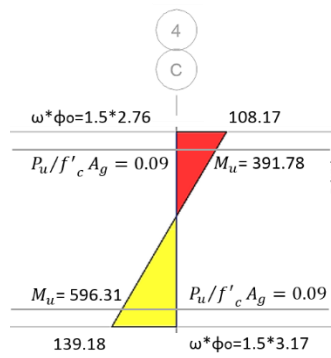
Por su parte, una clara identificación se logró en el método propuesto en Paulay y Priestley 1992, mediante la evaluación de la sobrerresistencia a flexión en las rótulas plásticas de cada viga. De este modo, el máximo momento factible demandado en las columnas, incluyendo los efectos dinámicos inelásticos del pórtico ($\omega * \phi_o$), para el nivel crítico, corresponde a un incremento de hasta 6 veces el momento elástico debido únicamente a las acciones sísmicas, o en otras palabras hasta 6 veces las cargas sísmicas previstas por el código (Figura 25).

Figura 25. Demanda momento-carga axial según el procedimiento de Paulay y Priestley** y según el procedimiento de la NSR-10*** en comparación con la envolvente nominal y de diseño de secciones con cuantías del uno por ciento. Columna eje C piso 1 (A), piso 2 (B), piso 3 (C), piso 4 (D) y piso 5 (D).



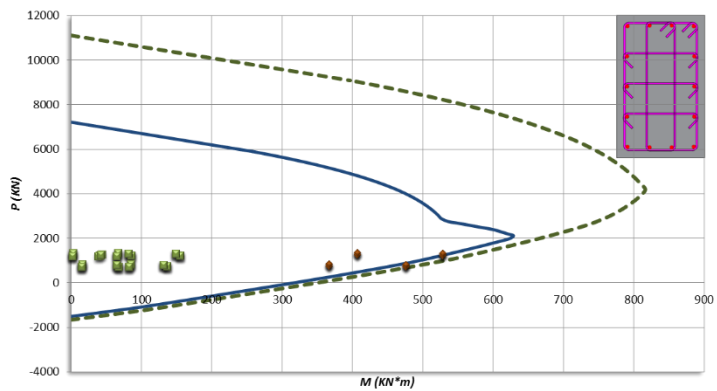
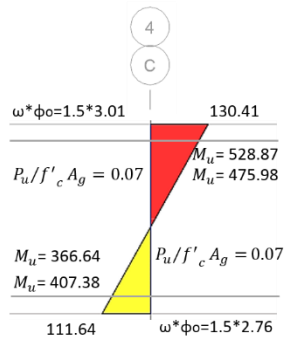
133

B.



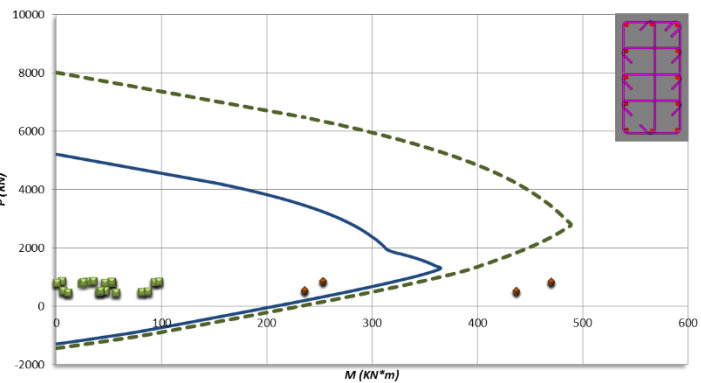
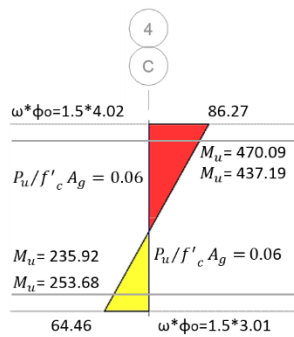
*Columna de base 0.50m y altura 0.80m. Refuerzo longitudinal de 14 barras #6. Refuerzo transversal mediante barras #3.

C.



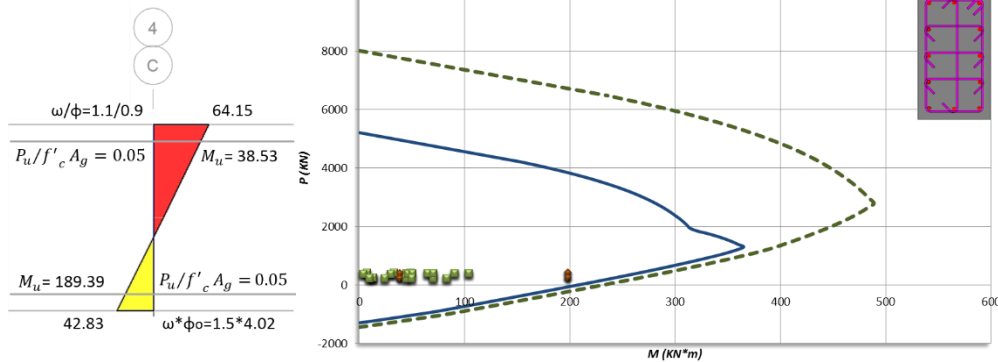
*Columna de base 0.50m y altura 0.80m. Refuerzo longitudinal de 14 barras #6. Refuerzo transversal mediante barras #3.

D.



*Columna de base 0.40m y altura 0.70m. Refuerzo longitudinal de 12 barras #6. Refuerzo transversal mediante barras #3.

E.



*Columna de base 0.40m y altura 0.70m. Refuerzo longitudinal de 12 barras #6. Refuerzo transversal mediante barras #3.

** La serie de marcadores tipo cuadro representan las demandas de momento y carga axial según el procedimiento en Paulay y Priestley. Los momentos sísmicos elásticos son amplificados implementando un factor de amplificación dinámico ω , igual a 1.1 en la base y en el nivel 6 e igual a 1.5 en los demás niveles. Los momentos amplificados en los puntos nodales fueron reducidos, para corresponder con la localización de la sección crítica, a través de la expresión $0.3h_b V_u$. Se implementó el factor de reducción de los momentos de diseño, R_m , a partir de la relación $P_u / f'_c A_g$ (ver Anexo F).

*** La serie de marcadores tipo rombo representan las combinaciones de carga de momentos y fuerzas axiales obtenidas del análisis para el diseño de columnas de acuerdo a la metodología de la NSR-10 (ver Anexo F).

Paulay²¹⁹ afirma, que la implementación del procedimiento de diseño por capacidad, para alcanzar el mecanismo de desplazamiento con una filosofía de “columna fuerte-viga débil” (Figura 3), en regiones ampliamente dominadas por los momentos negativos, puede producir momentos de diseño y fuerzas cortantes en columnas innecesariamente grandes. Lo anterior, concuerda con los resultados obtenidos en el presente estudio, donde el cumplimiento de los pasos de diseño de esta metodología, condujo a altas demandas de resistencia tanto a flexión (Tabla 6, ver Anexo F) como a cortante (Tabla 7, ver Anexo F).

²¹⁹ Ibid., p. 50.

Tabla 6. Factor de sobrerresistencia de las vigas del nivel 5 del pórtico del eje 4 calculado en los ejes de las columnas.

De	Sentido	M_o^{*1}	M_E^{*2}	$\overrightarrow{\phi_o}$	$\overleftarrow{\phi_o}$
		kN.m	kN.m		
A-B	-	293.46	71.22	-	4.12
	+	146.73			-
B-A	-	354.86	67.63	2.06002	4.16
	+	174.09			
B-C	-	354.86	59.47	4.16	4.16
	+	174.09			
C-B	-	354.86	59.39	4.02	4.02
	+	174.09			
C-D	-	354.86	72.17	4.02	4.02
	+	174.09			
D-C	-	354.86	71.67	4.04	4.04
	+	174.09			
D-E	-	354.86	59.23	4.04	4.04
	+	174.09			
E-D	-	354.86	59.29	3.99	3.99
	+	174.09			
E-F	-	354.86	73.34	3.99	3.99
	+	174.09			
F-E	-	274.71	77.62	3.54	-
	+	146.73			1.89

*1 Sobrerresistencia a flexión de las zonas de rotulación en el eje de la columna basado en el diseño de las vigas en la cara de la columna

*2 Momentos debido a las fuerzas sísmicas

Tabla 7. Fuerzas cortantes de diseño en columnas del pórtico del eje 4 de acuerdo a la metodología propuesta por Paulay y Priestley. Valores expresados en unidades de kN.

Piso	Zona	Eje					
		A	B	C	D	E	F
1	Inf	321.07	439.56	431.02	434.98	436.66	307.02
	Sup	307.96	382.28	371.46	372.94	371.86	266.77
2	Inf	279.19	435.97	431.43	433.10	431.96	251.48
	Sup	274.23	382.07	376.43	377.84	378.24	236.41
3	Inf	235.59	372.03	368.15	369.54	370.57	207.61

Tabla 7. Continuación.

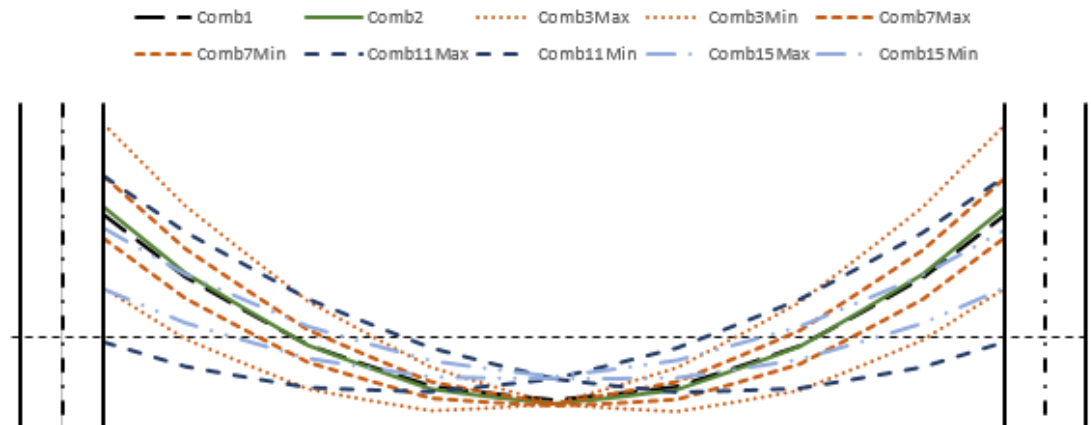
Piso	Zona	Eje					
		A	B	C	D	E	F
3	Sup	231.17	402.95	401.32	402.94	402.76	215.90
4	Inf	167.36	254.67	249.89	250.88	251.55	151.89
	Sup	209.39	335.95	333.54	334.96	334.10	192.29
5	Inf	122.47	241.17	236.99	238.16	240.33	115.48
	Sup	174.99	254.88	250.98	251.72	254.56	173.33

Una alternativa para reducir los efectos de la sobrerresistencia de las vigas, es la implementación de la redistribución de momentos, con el fin de que aquellas zonas a momento positivo, que se encuentran diseñadas para cumplir requisitos de ductilidad y no de resistencia, le sean asignadas una mayor responsabilidad, aliviando las demandas en las secciones críticas a momento negativo.

Este procedimiento debe ser aplicado con responsabilidad por el diseñador, ya que debe conocer las implicaciones de una reducción del momento negativo, el cual debe ser compensado con un incremento en el momento positivo, que no solo se afecta en el eje de la columna sino en toda la longitud del vano, cambiando el diagrama de momento flector (Figura 26).

A partir de lo anterior, en pórticos dominados por carga gravitacional, resulta inapropiado realizar una redistribución de momentos basado únicamente en la combinación de carga más crítica que incorpore los efectos sísmicos, y aún más inapropiado realizar únicamente la redistribución en los momentos de los nodos sin tomar en cuenta un diagrama completo de momentos. Por lo tanto, la redistribución debe realizarse para cada combinación de carga (Figura 26, **ver Anexo B**).

Figura 26. Efecto de las combinaciones de carga en el diseño a flexión de vigas*.



* Comb1: 1.4D; Comb2: 1.2D + 1.6L; Comb3: 1.2D + L + ExD + 0.3EyD; Comb7: 1.2D + L + EyD + 0.3ExD; Comb11: 0.9D + ExD + 0.3EyD; Comb 15: 0.9D + EyD + 0.3ExD; D: carga muerta; L: carga viva; ExD: fuerzas sísmicas en la dirección x obtenidas del análisis dinámico elástico; EyD: fuerzas sísmicas en la dirección y obtenidas del análisis elástico.

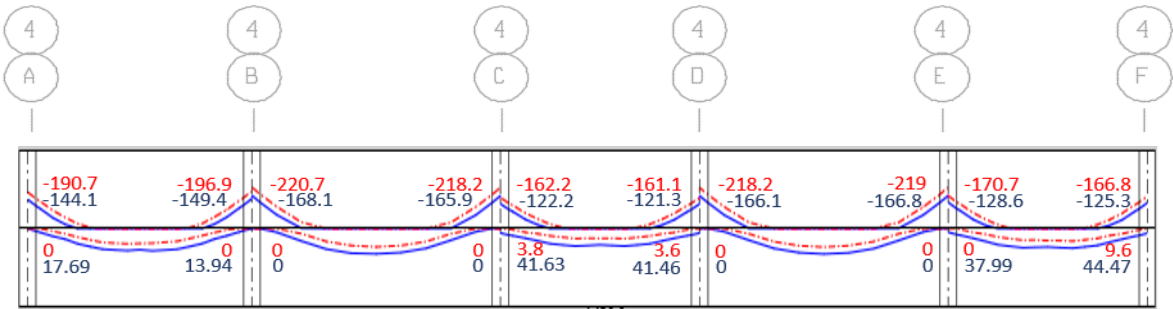
Un análisis de los efectos de la redistribución de momentos puede realizarse mediante el factor de sobrerresistencia del sistema Paulay y Priestley, evaluado únicamente en el nivel crítico, nivel 5, factor definido por Paulay y Priestley para “comparar la suma de las sobrerresistencias de un número de elementos interrelacionados en los nodos, con respecto a la demanda total, en los mismos elementos, debido únicamente a las fuerzas sísmicas prescritas”²²⁰, para cada una de las direcciones principales.

Previo a la redistribución de momentos, este factor en el nivel 5 es igual a $\overrightarrow{\psi_0} = 3.78$ y $\overleftarrow{\psi_0} = 3.81$, tanto en la dirección positiva como negativa del sismo, y, posterior a la redistribución es igual a $\overrightarrow{\psi_0} = 2.68$ y $\overleftarrow{\psi_0} = 2.70$, respectivamente. Usando un factor de amplificación dinámica de $\omega = 1.5$ y los nuevos factores calculados, la resistencia requerida en las columnas sería al menos de 4.02 y 4.05 veces las fuerzas sísmicas de diseño tanto en el sentido positivo como negativo.

²²⁰ PAULAY y PRIESTLEY, Op.cit., p. 37.

A pesar de la reducción de la demanda sísmica en columnas (Tabla 8, ver **Anexo F**), no se puede evitar la formación de rótulas plásticas positivas dentro del vano, ya que como se observa en la Figura 27 (ver **Anexo B y Anexo F**), tal reducción representa un incremento de los momentos positivos a lo largo de la luz y por lo tanto la redistribución de momentos resulta únicamente en una reducción de los momentos negativos.

Figura 27. Redistribución de momentos de la viga continua del nivel 4 del pórtico plano de concreto reforzado. Valores expresados en unidades de kN.m*.



* Valores de momentos en la cara de la columna tanto para los momentos elásticos (color rojo), como redistribuidos (color azul).

Tabla 8. Factor de sobrerresistencia de las vigas del nivel 5 del pórtico del eje 4 en los ejes de las columnas, posterior a la redistribución de momentos.

De	Sentido	$M_o^{C **}$	$\overleftrightarrow{M_E}^{***}$	$\overrightarrow{\phi_o}$	$\overleftarrow{\phi_o}$
		kN.m	kN.m		
A-B	-	216.15	71.22	1.52	3.04
	+	108.08			
B-A	-	252.15	67.63	2.98	2.98
	+	126.08			
B-C	-	252.15	59.47	2.84	2.84
	+	126.08			
C-B	-	248.85	59.39	2.84	2.84
	+	124.43			

Tabla 8. Continuación.

De	Sentido	M_o^{c**}	$\overleftarrow{M_E}^{***}$	$\overrightarrow{\phi_o}$	$\overleftarrow{\phi_o}$		
		kN.m	kN.m				
C-D	-	248.85	72.17	2.86	2.86		
	+	124.43					
D-C	-	249.15	71.67			2.86	2.86
	+	124.58					
D-E	-	249.15	59.23	2.83	2.83		
	+	124.58					
E-D	-	250.20	59.29			2.83	2.83
	+	125.10					
E-F	-	250.20	73.34	2.42	-		
	+	125.10					
F-E	-	187.95	77.62			-	1.21
	+	93.98					

* Los factores de sobrerresistencia se calculan a partir de los momentos redistribuidos, M_u , de la Figura 27, asumiendo que las secciones críticas de las vigas presentan una sobrerresistencia a flexión igual a $\lambda_o(M_u/\phi)$, con un factor λ_o de 1.35 y un factor de reducción de resistencia ϕ de 0.9. A su vez se asume, que el refuerzo en el nodo es continuo y que se cumple con el requisito de la sección C.21.5.2.2 de la NSR-10.

** Sobrerresistencia a flexión de las zonas de rotulación en el eje de la columna basado en el diseño de las vigas en la cara de la columna

*** Momentos debido a las fuerzas sísmicas

Ahora bien, lo que pareciese ser un diseño muy conservador según Paulay y Priestley, en el procedimiento de la NSR-10 no resulta de este modo, salvo en el nivel 5. Así, la implementación de los diagramas de interacción obtenidos, siguiendo el procedimiento del reglamento Colombiano, en el diseño por capacidad propuesto en Paulay y Priestley 1992 (Figura 25), genera un interés por identificar la fuente de sobrerresistencia que permite cumplir, en la mayoría de los casos, tan exigentes condiciones con solo cuantías de refuerzo longitudinal del uno por ciento.

Se sabe que para los niveles de fuerza sísmica de diseño establecidos por el reglamento, una estructura bien diseñada y detallada cuenta con una

sobrerresistencia, que el código²²¹ reconoce mediante el coeficiente Ω_0 . Entre las diferentes fuentes de sobrerresistencia, que son de especial interés para este análisis, Carrillo; Blandón-Valencia y Rubiano las enuncia así:

(1) fluencia secuencial de las regiones críticas, (2) redistribución de las fuerzas internas (redundancia), (3) resistencia real de los materiales mayores que las especificadas en el diseño, (4) endurecimiento por deformación del acero de refuerzo, (5) factores de reducción de resistencia ϕ , {(6) Carrillo; Hernandez Barrios y Rubiano²²² sobredimensionado de las secciones y del refuerzo con respecto a las requeridas por el código}, (7) requerimientos mínimos del código con respecto a la proporción y detallado, (8) múltiples combinaciones de carga, (9) restricción de las deflexiones en el desempeño del sistema²²³.

En el diseño a flexión de columnas, se identificó que todas las posibles fuentes de sobrerresistencia demandadas por las vigas, (ítems 1, 3-8), se encuentran suplidas por el requerimiento del código para el control de las distorsiones de entrepiso, ítem 9. Puesto que las derivas calculadas se encuentran al límite de las estipuladas (**ver Anexo E**), el proceso de dimensionado y detallado busco reducir al mínimo los efectos del ítem 6.

Pese a que se consideraron las propiedades de sección fisurada (**ver Anexo E**), el reglamento²²⁴ permite hacer una reducción del 30% en los valores obtenidos, antes de realizar la comparación con la deriva límite del 1%. Para el caso de columnas, la reducción del momento de inercia elástico fue del 70%, y para el caso de vigas fue del 50%, por lo que la reducción de la inercia se compensa aproximadamente, con el incremento en la deriva permitida, y no se espera una variación considerable de

²²¹ MINISTERIO DE AMBIENTE VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL, Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, Op.cit., p. A44.

²²² CARRILLO, Julian.; HERNANDEZ BARRIOS, Hugo. y RUBIANO, Astrid. Analysis of the Earthquake-Resistant Design Approach for Buildings in Mexico. En: Ingeniería Investigación y Tecnología. 2014, vol. 15. no. 1. p. 154. ISSN 1405-7743.

²²³ CARRILLO, Julian.; BLANDÓN-VALENCIA, John. y RUBIANO, Astrid. A review of conceptual transparency in US and Colombian seismic design building codes. En: Ingeniería e investigación. 2013, vol. 33. no. 2. p. 25. ISSN 0120-5609.

²²⁴ MINISTERIO DE AMBIENTE VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL, Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, Op.cit., p. A76.

los resultados, si en lugar de estas se implementaran secciones brutas. El cumplimiento de este requisito es tal, que la rigidez controla las dimensiones de los elementos, obteniendo así secciones de diseño de amplias dimensiones con una gran reserva de resistencia.

Un estudio del comportamiento inelástico, mediante análisis Pushover, fue también realizado para el pórtico diseñado de acuerdo al reglamento nacional, asumiendo un comportamiento dominado por flexión, bajo el criterio de columna fuerte viga débil (Figura 29, **ver Anexo G**)

Ahora, al seguir los procedimientos del ATC-40²²⁵ y del FEMA 356²²⁶, se determinó el punto de desempeño y de máximo desplazamiento (Figura 28, **ver Anexo G**). Pese a que la estructura presenta un mecanismo de plastificación intermedio, con formación de rótulas tanto en vigas como columnas, la reserva de resistencia llevó a la edificación a un estado inferior al de ocupación inmediata, que se encuentra caracterizado por la ocurrencia de un daño estructural muy limitado; en la que, el sistema resistente tanto a fuerza vertical como lateral, conservó casi toda su resistencia y rigidez previo al sismo (Figura 29, **ver Anexo G**).

Lo que puede ser contradictorio, es el hecho que, de acuerdo con Carrillo; Blandón-Valencia y Rubiano²²⁷, el reglamento²²⁸ establece un estado límite de prevención del colapso, en el que para los movimientos sísmicos prescritos, debe garantizarse

²²⁵ COMARTIN, Craig D.; NIEWIAROWSKI, Richard W. y ROJAHN, Christopher. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. 1 ed. California: California Seismic Safety Commission, ATC-40., 1996. p. ISBN SSC 96-01.

²²⁶ FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. FEMA 356 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. 1 ed. Washington, D.C.: Createspace Independent Pub, 2000. p. ISBN 9781484027554.

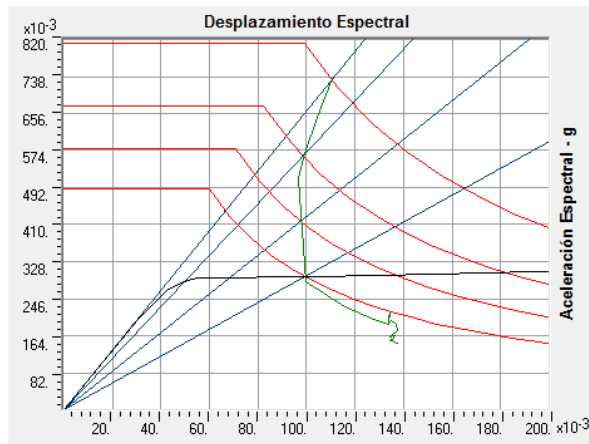
²²⁷ CARRILLO; BLANDÓN-VALENCIA y RUBIANO, Op.cit., p. 28.

²²⁸ MINISTERIO DE AMBIENTE VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL, Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, Op.cit., p. A1-A2.

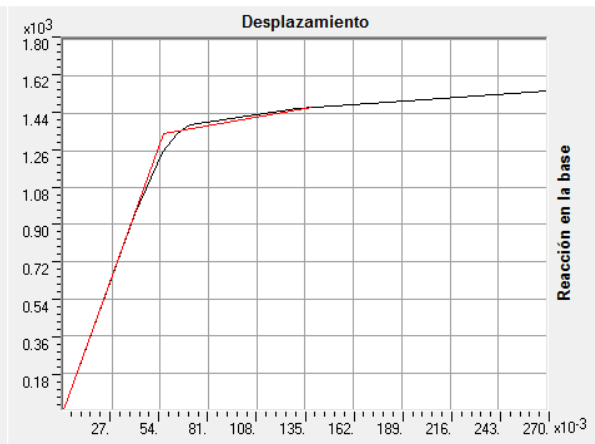
la defensa de la vida, con daños a elementos estructurales como no estructurales que no representen el colapso de la edificación.

Figura 28. Análisis del pórtico plano de acuerdo al método del Espectro de capacidad (A) y al método del coeficiente de desplazamiento (B). Valores expresados en unidades de kN,m,C.

A.



B.



*Punto de desempeño (V,D) = (1456.419, 0.125)

*Punto de desempeño (Sa,Sd) = (0.294, 0.099)

*Punto de desempeño (Teff,Beff) = (1.164, 0.248)

*Curvas rojas: familia de espectros de demanda con tasas de amortiguamiento de 0.05, 0.1, 0.16 y 0.248 de arriba hacia abajo respectivamente.

*Líneas azules: líneas radiales de periodos constante a 0.78, 0.84, 0.97 y 1.164 segundos de izquierda a derecha respectivamente

*Curva negra: curva de capacidad del pórtico

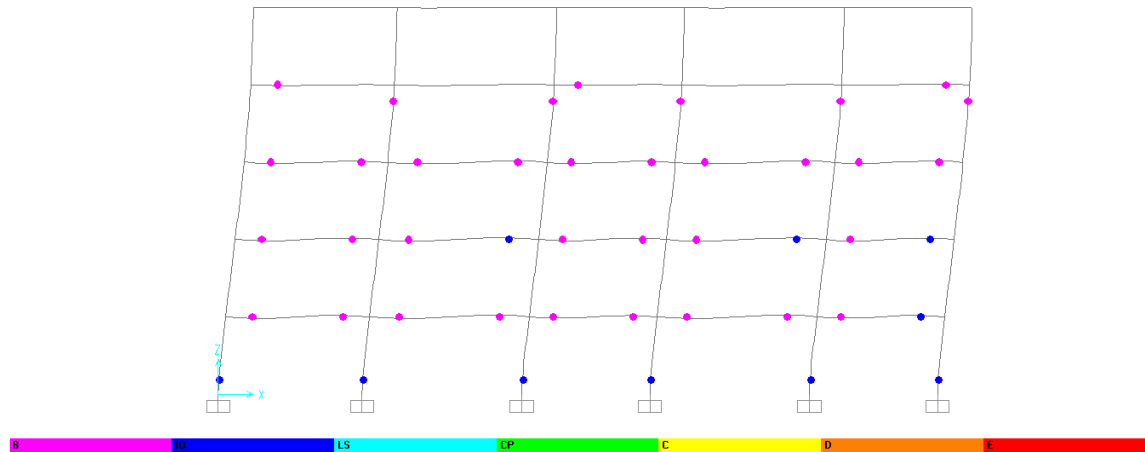
*Curva verde: foco del punto de desempeño

*Desplazamiento objetivo (V,D) = (1468.177, 0.139)

*Curva roja = curva bilineal fuerza-desplazamiento de acuerdo al método del coeficiente de desplazamiento

*Curva negra = curva de capacidad del pórtico plano

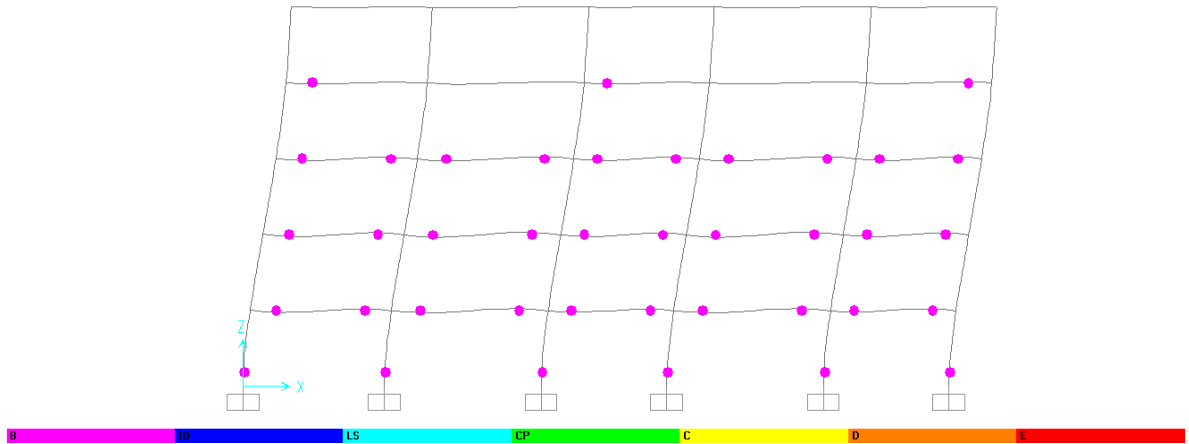
Figura 29. Estado de las rótulas plásticas en el paso 5 del análisis Pushover del pórtico plano considerando únicamente la asignación de rótulas por flexión.



A pesar de ser más razonable la comparación de los momentos nominales en las secciones críticas de las columnas con los momentos probables de las vigas adyacentes, la sobrerresistencia del pórtico hace irrelevante esta apreciación, en comparación a un chequeo con respecto a los momentos nominales de las vigas, ya que esto represento una transición aún más conservadora en el criterio de aceptación (Figura 30).

Posteriormente, se desarrolló un análisis Pushover incorporando rótulas controladas por fuerza para representar las resistencias a cortante de las columnas. Los valores de resistencia se calcularon a partir de las ecuaciones propuestas en Englekirk 2003 (Tabla 9, **ver Anexo C y Anexo F**), siendo el método que representa la condición más crítica en relación a las calculadas mediante la metodología de Paulay y Priestley 1992 (Tabla 7, **ver Anexo F**) y de la NSR-10 (Tabla 10, **ver Anexo F**).

Figura 30. Estado de las rótulas plásticas en el paso 5 del análisis Pushover del pórtico plano considerando el incremento del acero de refuerzo longitudinal en columnas para el cumplimiento de la ecuación C.21-4 del reglamento Colombiano incorporando los momentos probables de las vigas.



Fuente: autora. Imágenes obtenidas de la modelación en SAP2000 Computer and Structures Inc.

La plastificación de las columnas en el análisis Pushover dominado por flexión, plantea dos limitaciones en la validación de este procedimiento; por un lado, las ecuaciones se encuentran sustentadas en el comportamiento elástico de las columnas de niveles intermedios; y por otro, la asignación de rótulas desacopladas no permite evaluar la degradación de resistencia a cortante por fluencia a flexo-compresión.

Luego, al considerar, la leve incursión en el rango inelástico de las vigas, así como la necesidad de un análisis inelástico más riguroso, los resultados muestran la protección de una falla por cortante, donde la columna con mayor demanda se encuentra en un criterio de aceptación de seguridad de la vida a aproximadamente

un 80% de su resistencia nominal (Figura 31, **ver Anexo G**) y por lo tanto el procedimiento junto con un adecuado factor de seguridad puede ser razonable.

Tabla 9. Fuerzas cortantes de diseño en columnas del pórtico del eje 4 de acuerdo a la metodología propuesta por Englekirk 2003. Valores expresados en unidades de kN.

Piso	Eje					
	A	B	C	D	E	F
1	336.27	441.99	432.56	436.03	436.78	331.49
2	186.79	299.38	299.38	299.38	299.38	165.47
3	186.79	299.38	299.38	299.38	299.38	165.47
4	168.03	293.41	293.41	293.41	293.41	156.94
5	178.12	264.41	264.41	264.41	264.41	173.25

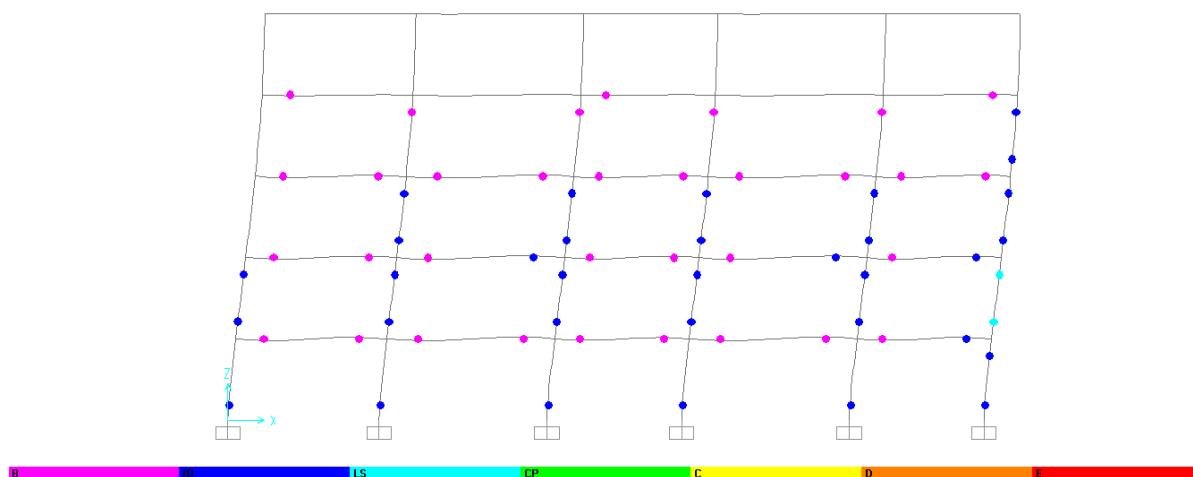
Tabla 10. Fuerzas cortantes de diseño en columnas del pórtico del eje 4 de acuerdo a la metodología propuesta por la NSR-10. Valores expresados en unidades de kN.

Piso	Eje					
	A	B	C	D	E	F
1	528.65	650.73	638.72	643.12	644.07	554.71
2	530.09	616.86	602.77	607.79	609.17	523.16
3	494.56	566.39	553.74	557.70	559.69	488.75
4	318.45	343.19	337.27	338.76	340.28	303.71
5	278.33	303.20	298.22	298.66	301.07	276.12

Finalmente, este análisis expone la sobrerresistencia a cortante no requerida si fuera implementada la metodología de Paulay y Priestley 1992 o el de la NSR-10. Respecto al reglamento Colombiano, una razón atribuible a esta sobrerresistencia se encuentra en el cálculo del cortante a partir de las resistencias a flexión máximas probables de la columna, por tanto, cualquier incremento de la rigidez para controlar los desplazamientos horizontales, representará a su vez un aumento de las fuerzas

cortantes de diseño²²⁹, contrario a lo propuesto por Englekirk 2003, donde la demanda a cortante depende del máximo momento probable desarrollado por las vigas que intersectan el elemento.

Figura 31. Estado de las rótulas plásticas en el paso 5 del análisis Pushover del pórtico plano considerando la asignación de rótulas por flexión y por cortante.



Carrillo; Blandón-Valencia y Rubiano ²³⁰ narra como el porcentaje de deriva del 1% fue reducido en la NSR-98, con respecto al 1.5% establecido en el código sísmico de 1984, argumentado en el propósito de prevenir el daño no estructural e incentivar el uso de muros estructurales, cuyo desempeño en el sismo de Chile de 1985 fue satisfactorio. El problema de tal modificación, fue el adoptar códigos de diseño estadounidense, sin prestar atención a los cambios en los factores de reducción de resistencia, R , generados por la limitación en la deriva, así como otros cambios significativos en relación al diseño de los elementos y tipo de sistema estructural.

²²⁹ ROCHEL AWAD, Op.cit., p. 292.

²³⁰ CARRILLO; BLANDÓN-VALENCIA y RUBIANO, Op.cit., p. 28-29.

En este sentido, Carrillo; Blandón-Valencia y Rubiano²³⁰ comentan que el código establece un límite de deriva del 1% que parece corresponder más a un estado límite de servicio; pero a su vez, establece un factor de reducción de resistencia R , igual a 7, más relacionado a un estado límite último, sin considerar que contempla únicamente un escenario de diseño asumiendo un adecuado comportamiento para temblores de poca intensidad, temblores moderados y temblores fuertes;**Error! arcador no definido..**

El problema de esta inconsistencia, es que un gran incremento en la rigidez y por ende en la resistencia, se encuentra en decremento de la ductilidad; y, según Carrillo; Blandón-Valencia y Rubiano²³¹ resulta difícil, asumir que la estructura disipara la energía, mediante supuestos movimientos inelásticos durante el sismo de diseño;**Error! Marcador no definido..** Aún, más difícil, es el hecho planteado por Restrepo, de detallar los elementos cumpliendo requisitos mínimos para garantizar ductilidad en una estructura que como se observó, casi se comporta elásticamente²³².

Paulay²³³ sugiere recurrir a otro tipo de sistema en el caso donde se desee evitar los efectos negativos de la formación de rótulas plásticas unidireccionales, o en situaciones donde no se tenga seguridad del mecanismo de respuesta sísmica inelástica, o el detallado sea difícil o muy costoso para estructuras dúctiles con un mecanismo de viga débil-columna fuerte. Un sistema dual o combinado, con muros empleados para la disipación de energía, evita tanto la ocurrencia de un mecanismo de piso débil así como la preocupación por rotaciones inelásticas excesivas en vigas y/o en columnas.

²³¹ Ibid., p. 29.

²³² RESTREPO, J.C. Concrete frames designed with the colombian seismic code (NSR-98) from a displacement perspective. Trabajo de grado MEng. Pavia, Italia: Inst. Universitario De Estudios Superiores De Pavía. 2008. p. 50.

²³³ PAULAY, Seismic design of concrete structures the present needs of societies, Op.cit., p. 23.

Con el propósito de validar el supuesto de la formación de una única rótula plástica a flexión en la parte inferior del elemento, se llevó a cabo el análisis de un muro estructural en voladizo que forma parte de una edificación de concreto reforzado de diez pisos de altura, cuyo sistema de respuesta estructural corresponde a un sistema combinado. Para ello, tres diseños y modelos inelásticos fueron elaborados implementando el criterio de diseño del reglamento colombiano, el propuesto por Paulay y Priestley 1992 y el planteado por Priestley; Calvi y Kowalsky 2007.

La sección del muro bajo estudio se mantuvo constante en la altura a fin de minimizar, en la medida de lo posible, la contribución del pórtico a la resistencia a carga lateral. Como puede observarse en la Figura 32, la reacción en el tope del muro disminuye acercándose a cero, comportamiento característico de un pórtico muy flexible combinado con un muro muy rígido²³⁴. Esto quiere decir, que las deflexiones laterales del muro que tienden a incrementarse en los pisos superiores, son controladas principalmente a partir de las propiedades de este elemento.

En el cálculo de las fuerzas internas y momentos debido a las cargas factorizadas, el agrietamiento de los elementos se tomó en cuenta siguiendo los requisitos de la sección C.10.10.4.1 del reglamento²³⁵ (**ver Anexo E**). Así, un análisis inicial fue desarrollado con momentos de inercia de muros con secciones no agrietadas de $0.7I_g$, obteniendo una dimensión del muro de 0.40x6.00 m dentro de los límites de deriva exigidos. En esta condición, los esfuerzos a momento mayorados indicaron agrietamiento en flexión del muro, por lo que un nuevo análisis se realizó aplicando momentos de inercia de $0.35I_g$ en zonas donde este comportamiento fue anticipado.

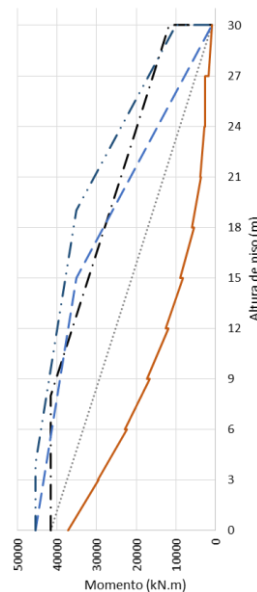
La modificación anterior, para el muro analizado, se realizó hasta el sexto nivel. Como consecuencia, se presentó una disminución de las fuerzas internas así como

²³⁴ WIGHT y MACGREGOR, Op.cit., p. 983-984.

²³⁵ MINISTERIO DE AMBIENTE VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL, Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, Op.cit., p. C152-C153.

un incremento de los desplazamientos horizontales. Esto llevo a un aumento de las dimensiones de la sección transversal para cumplir nuevamente con el límite de distorsión de entrepiso, permitido cuando se utilizan secciones fisuradas, alcanzando dimensiones finales de 0.40x8.00 m (**ver Anexo H**).

Figura 32. Envolvente de momentos basada en capacidad.



* Línea sólida, demanda de momentos en altura para la combinación de carga crítica del muro. Línea puntos redondos, envolvente de capacidad planteada en Paulay y Priestley 1992 sin considerar los efectos de cambio de tensión. Línea guión largo-punto, envolvente bilineal de diseño planteada en Paulay y Priestley 1992 que considera los efectos de cambio de tensión. Línea guión largo, envolvente de capacidad bilineal planteada en Priestley; Calvi y Kowalsky 2007 sin considerar los efectos de cambio de tensión. Línea guión-punto-punto, envolvente de capacidad bilineal planteada en Priestley; Calvi y Kowalsky 2007 que considera los efectos de cambio de tensión (ver Anexo H).

Los diseños y modelos inelásticos efectuados mostraron diferencias significativas entre el enfoque de diseño propuesto en la NSR-10, en Paulay y Priestley 1992 y en Priestley; Calvi y Kowalsky 2007.

La práctica del código Colombiano no implementa ningún procedimiento de diseño por capacidad para definir la resistencia a flexo-compresión del muro, y en lugar utiliza las solicitaciones del análisis elástico para el dimensionado y detallado del elemento, toma los momentos flectores de diseño directamente del análisis, sin ninguna consideración del diseño por capacidad. La principal razón, que permite plantear la insuficiencia del reglamento, respecto a la protección contra la fluencia de aquellas zonas previstas para un comportamiento elástico, se encuentra en la omisión de la consideración más básica del diseño por capacidad, expresada por Booth como: “La resistencia a flexión proporcionada en la base del muro generalmente excederá los valores del análisis”²³⁶. Por lo tanto, este no presenta un procedimiento que permita determinar las implicaciones del desarrollo de una sobrerresistencia en la base del muro, frente a una acción sísmica severa.

Debido a que cualquier incremento de la resistencia a flexión en la zona de plastificación será transferido a la parte elástica restante del muro, una subestimación o desconocimiento de la distribución de la demanda de resistencia a flexión, junto a un diseño inadecuado dado por la suspensión inapropiada del refuerzo longitudinal, puede llevar a la formación de rótulas plásticas en otras zonas diferentes a la base del muro.

Linde en su trabajo “Numerical modelling and capacity design of earthquake-resistant reinforced concrete walls” explica como la metodología en Paulay y Priestley 1992 considera una envolvente que describe un decremento lineal de la resistencia desde el extremo superior de la zona de rotulación plástica, hasta el tope del muro, resistencia que no debe ser menor a los requisitos de refuerzo mínimo. Esta envolvente asume la distribución del momento flector efectivo en forma similar al de un muro en voladizo sometido a una carga estática lateral triangular invertida, lo que refleja el comportamiento de muros rígidos dominados por el primer modo de

²³⁶ BOOTH, Op.cit., p. 170.

vibración. Esto quiere decir que la envolvente de diseño representada mediante una línea recta con decremento lineal, no será superada por influencia de los modos superiores de respuesta²³⁷.

El muro estudiado en esta investigación presenta características similares a las previamente descritas, como se puede observar en el diagrama de momento flector para la condición de carga crítica de la Figura 13. A pesar que la envolvente está representada por los momentos nominales, esta incorpora la resistencia de diseño mediante la relación $M_n \geq M_u/\phi$, por lo tanto, el efecto del factor de sobrerresistencia en el elemento, una vez se consideran las cargas axiales actuantes que disminuyen con la altura, conlleva a un incremento de la resistencia tanto por encima como en la zona que bordea el extremo superior de la región de rotulación, el cual debe ser suplido adicionando mayor refuerzo a flexión.

Para no alterar el diseño de la sección de la base del muro, inicialmente requerido para el cálculo de la sobrerresistencia, se adicionó refuerzo en los extremos de la secciones. Es importante mencionar, la imposibilidad de extender este refuerzo adicional desde la base, ya que invalidaría los cálculos iniciales y a su vez iría en contradicción a los principios del diseño por capacidad, puesto que se estaría sobrerreforzando el eslabón débil destinado para la disipación de energía.

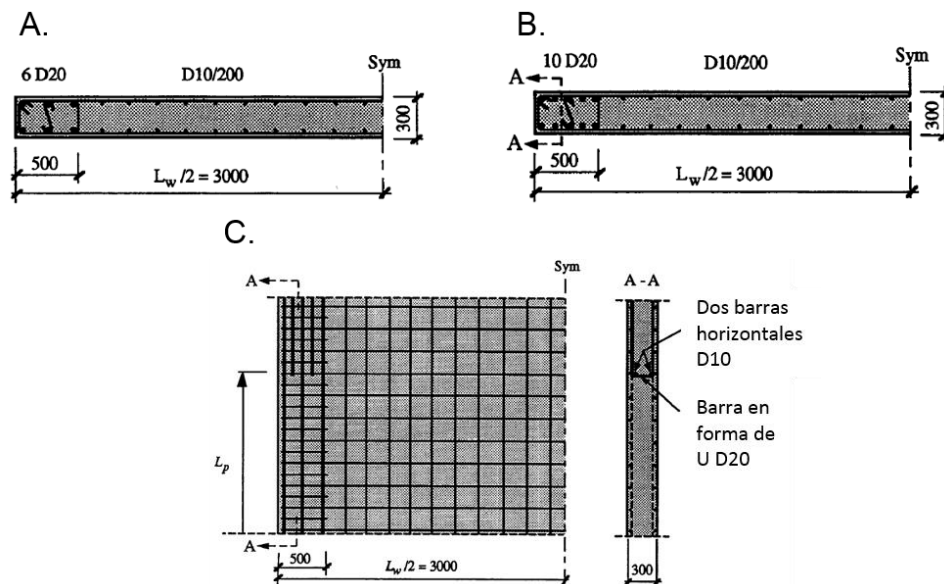
Para este caso, Linde²³⁸ propone un arreglo donde el refuerzo adicional se encuentra suspendido mediante la conexión de la varilla terminada en forma de U y un refuerzo horizontal dispuesto para tal propósito. La Figura 33C muestra la región de transición entre la rótula plástica y la región esperada con un comportamiento elástico en el resto del muro, así como la sección del corte vertical A-A para las

²³⁷ LINDE, Peter. Numerical modelling and capacity design of earthquake-resistant reinforced concrete walls. 1 ed. Switzerland: Birkhauser Verlag Basel, 1993. p. 163,174. ISBN 3-7643-2968-8.

²³⁸ BACHMANN, H. y LINDE, P. Dynamic ductility demand and capacity design of earthquake-resistant reinforced concrete walls. En: Special Publication. 1995, vol. 157. no. p. 174-176.

secciones en planta de Figura 33A y B, donde se observa la necesidad de ubicar las barras horizontales de soporte, no menores a una número 3, en las esquinas interiores del gancho terminado en forma de U. Las barras añadidas de este modo pueden ser posteriormente suspendidas o traslapadas en altura de acuerdo a la longitud de empalme prescrita por el reglamento.

Figura 33. Sección transversal de un muro en la zona de rotulación plástica, (A), sección transversal del muro en la región elástica por encima de la rótula plástica, (B) y región de transición propuesta entre la rótula plástica y la región elástica reforzada, (C).



Fuente: LINDE, Peter. Sección transversal de un muro en la zona de rotulación plástica, (A), sección transversal del muro en la región elástica por encima de la rótula plástica, (B) y región de transición propuesta entre la rótula plástica y la región elástica reforzada, (C). [Imagen]. Numerical modelling and capacity design of earthquake-resistant reinforced concrete walls. 1a. edición. Switzerland: Birkhauser Verlag Basel. 1993. 236 p.

Pese a que la distribución del momento, consiste en gran medida a la participación del primer modo de vibración, en en Wight y MacGregor²³⁹ se explica que para sistemas muro-pórtico, la relación entre la rigidez del pórtico y la rigidez del muro determina la variación del diagrama de momento flector. Esto puede llevar a un comportamiento del diagrama de momento que difiere con respecto a la variación aproximadamente lineal descrita en la Figura 8, por lo que en cumplimiento a la envolvente de diseño, se observaron grandes factores de amplificación de los momentos elásticos demandados (Tabla 11, ver Anexo H).

Tabla 11. Factor de amplificación de momentos para envolvente de diseño.

Piso	Caso de carga/Combo	Loc.*	Dist.**	M3 Paulay-Priestley	Factor de carga	M3 Priestley	Factor de carga
			m	kN-m		kN-m	
Piso1	COMB11 Max	Inferior	0	41624.62	1.12	45408.08	1.22
Piso1	COMB11 Max	Superior	3	41624.62	1.42	45408.08	1.54
Piso2	COMB11 Max	Inferior	3	41624.62	1.4	45408.08	1.53
Piso2	COMB11 Max	Superior	6	41624.62	1.86	44034.94	1.96
Piso3	COMB11 Max	Inferior	6	41624.62	1.82	44034.94	1.92
Piso3	COMB11 Max	Superior	9	40264.53	2.42	41975.23	2.52
Piso4	COMB11 Max	Inferior	9	40264.53	2.34	41975.23	2.43
Piso4	COMB11 Max	Superior	12	36184.29	3.05	39915.52	3.36
Piso5	COMB11 Max	Inferior	12	36184.29	2.88	39915.52	3.17
Piso5	COMB11 Max	Superior	15	32104.04	3.94	37855.81	4.64
Piso6	COMB11 Max	Inferior	15	32104.04	3.63	37855.81	4.28
Piso6	COMB11 Max	Superior	18	28023.79	5.14	35796.10	6.56
Piso7	COMB11 Max	Inferior	18	28023.79	4.67	35796.10	5.96
Piso7	COMB11 Max	Superior	21	23943.55	6.41	30537.88	8.17
Piso8	COMB11 Max	Inferior	21	23943.55	6.09	30537.88	7.76
Piso8	COMB11 Max	Superior	24	19863.3	6.89	23680.40	8.21
Piso9	COMB11 Max	Inferior	24	19863.3	7.66	23680.40	9.13
Piso9	COMB11 Max	Superior	27	15783.05	6.18	16822.92	6.58
Piso10	COMB11 Max	Inferior	27	15783.05	8.69	16822.92	9.26
Piso10	COMB11 Max	Superior	30	11702.81	14.24	9965.45	12.12

*Loc: Localización.

**Dist: Distancia.

²³⁹ WIGHT y MACGREGOR, Op.cit., p. 983-984.

Aunque la metodología en Priestley; Calvi y Kowalsky 2007 se encuentra relacionada a un muro más flexible con mayor influencia de los modos superiores, este se llevó a cabo con el propósito de mostrar las implicaciones de adoptar una única envolvente de diseño, cuando diferentes distribuciones del diagrama de momento pueden presentarse de acuerdo a la configuración del muro y fuerzas demandadas.

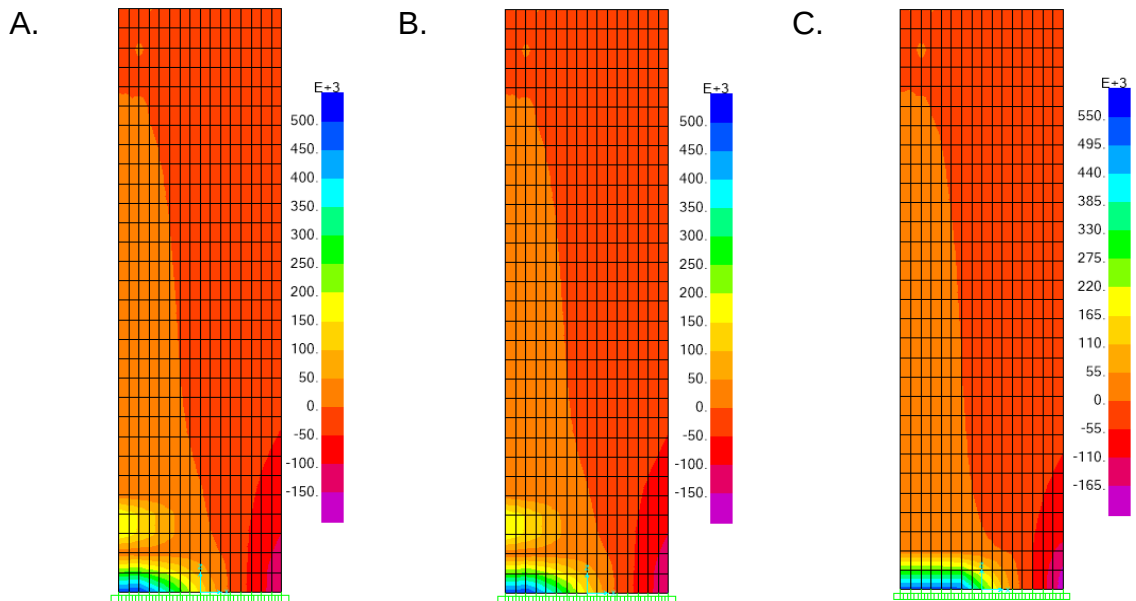
La envolvente de capacidad bilineal está definida por un momento sobrerresistente en la base, un momento sobrerresistente en la altura media del muro y un momento igual a cero en el tope, considerando los efectos de cambio de tensión mediante el desplazamiento vertical de la envolvente a una distancia igual a $l_w/2$. Priestley; Calvi y Kowalsky sustentan lo impráctico e innecesario de aplicar factores de reducción de resistencia en el diseño a flexión, debido a un posible incremento en la cuantía de refuerzo en los niveles por encima de la región de plastificación, tal como se evidenció en la ejecución del procedimiento de Paulay y Priestley 1992. Igualmente, los autores aceptan como mínimos los efectos generados por la acción inelástica dentro de la zona de comportamiento elástico, recomendando que las áreas de refuerzo en esta región sean determinadas usando las mismas resistencias esperadas de los materiales en el diseño de la base, sin incluir factores de reducción de resistencia²⁴⁰.

Puesto que la NSR-10 parece asumir un enfoque de igual desplazamiento, en el que, el desplazamiento “inelástico”, Δ_{max} , es igual al desplazamiento que podría ocurrir durante la respuesta elástica, Δ_e , un factor de ductilidad de desplazamiento $\mu_\Delta = 7$, se implementó para determinar la sobrerresistencia en la altura media del muro.

²⁴⁰ PRIESTLEY; CALVI y KOWALSKY, Op.cit., p. 368.

Como resultado de lo anterior, en la altura media del muro fue necesario satisfacer un momento igual al 77.32% del valor del momento sobrerresistente calculado en la base del muro, lo que representó un incremento de 0.17%, con respecto al porcentaje de cuantía de acero determinado en la base, suministrado mediante la incorporación de varillas número 6 en una longitud de 2 metros en ambos extremos del elemento (Tabla 11, **ver Anexo H**). Boivin²⁴¹ señala la ausencia de un límite superior en el cálculo del coeficiente $C_{1,T}$ necesario en la cuantificación de la resistencia de diseño a una altura de $0.5H$, este coeficiente puede alcanzar valores iguales o mayores a la unidad, siendo poco factible este tipo de diseño en construcción cuando es alto el porcentaje de momento $C_{1,T}$.

Figura 34. Diagrama de esfuerzos del acero longitudinal en la componente S22 para el periodo efectivo, T_{eff} , de 0.488 s y desplazamiento máximo de 0.045 m del muro estructural diseñado de acuerdo al método de la NSR-10 (A), Paulay y Priestley 1992 (B), Priestley; Calvi y Kowalsky 2007 (C). Valores expresados en unidades de kPa.



²⁴¹ BOIVIN, Op.cit., p. 83.

Para finalizar, similar al caso de pórticos, una condición particular fue observada en el diseño del muro siguiendo el procedimiento de la NSR-10; en el que, a partir del quinto nivel la capacidad a momento flector del elemento estuvo controlada por el requisito de cuantía mínima. Aunque, los muros de concreto reforzado son generalmente asociados a características de alta resistencia y rigidez, un control de la deriva dada principalmente por estos elementos, exigió la implementación de muros con grandes dimensiones, de modo que una provisión aun mayor de estas propiedades fue suministrada, y un estudio de su comportamiento inelástico (Figura 40, **ver Anexo I**) mostró bajos niveles de esfuerzos de fluencia en su base, por lo que una deficiencia en relación a la envolvente de momentos de diseño, parece ser compensada por una alta resistencia, pero en contradicción al comportamiento dúctil supuesto mediante la asignación de un factor de reducción $R = 7$.

7.3 RECOMENDACIONES EN LA APLICACIÓN DEL DISEÑO POR CAPACIDAD PARA REDUCIR LA INCERTIDUMBRE EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES CONVENCIONALES DE CONCRETO REFORZADO

Debido a que el pórtico diseñado bajo la metodología de la NSR-10 mostró un comportamiento superior a los objetivos establecidos por el reglamento Colombiano (evidenció un estado inferior al de ocupación inmediata frente a un estado límite esperado de prevención del colapso), las recomendaciones planteadas son de orden cualitativo.

Estas sugerencias se plantean a partir del estudio realizado bajo la premisa que la metodológica en Paulay y Priestley 1992 garantiza el desarrollo de un mecanismo de plastificación, previamente seleccionado en la fase de diseño. Al tomar esta metodología como punto de referencia para determinar, en qué medida, las falencias encontradas en el procedimiento del reglamento nacional, deben ser

ajustadas para alcanzar un mecanismo plástico, claro, racional y cinemáticamente admisible, se recomienda lo siguiente:

Con el fin de reducir la probabilidad de que el momento máximo desarrollado por un elemento durante un sismo exceda el momento sobrerresistente calculado, las solicitaciones a momento flector en los componentes de concreto reforzado deberá basarse, conforme al diseño por capacidad, en las máximas acciones probables impuestas por las propiedades del material. Por consiguiente, se debe elegir un valor, tal que solo haya una pequeña probabilidad de que el máximo momento desarrollado en un elemento durante un sismo exceda el momento sobre resistente calculado.

Para ello, se requiere un aval estadístico, que emplee diagramas “momento curvatura” acordes a las demandas de ductilidad en las zonas de rótulas plásticas; correspondientes éstas al comportamiento sísmico a estado limite ultimo de edificios diseñados con los parámetros del código Colombiano. Una revisión de la literatura indica que un valor de 1.35 es apropiado.

La implementación de una técnica de redistribución de momentos requiere el desarrollo de herramientas tecnológicas, como la aquí propuesta, que permitan la automatización del proceso y la puesta en práctica en las oficinas de diseño. La ejecución de este procedimiento para cada combinación de carga, de cada viga, de cada pórtico plano puede exigir tiempos operacionales ineficientes, tomando en cuenta que en algunas circunstancias donde los pórticos se encuentran dominados por carga gravitacional, especialmente en los últimos niveles donde se reducen las acciones sísmicas, el procedimiento solo representa una reducción de los momentos negativos y un incremento de los momentos positivos con respecto a los calculados por el análisis elástico.

Sería necesario, garantizar que la capacidad a flexión confiable (o de diseño) de las columnas adyacentes a un nodo, $\sum M_{c,n}$, sea igual o mayor que el momento

probable mayorado demandado por las vigas en el plano de análisis, $\psi \sum M_{b,pr}$, el cual puede ocurrir concurrentemente con una carga axial probable:

$$\sum M_{c,n} \geq \psi \sum M_{b,pr} \quad (45)$$

Debido a la excesiva reserva de resistencia en muros estructurales de concreto reforzado en voladizo, la implementación de una envolvente de diseño a flexión resulta imperceptible. Sin embargo, un estudio de la literatura expuso la ausencia de una única metodología que involucre tanto el diseño de muros dominados por la respuesta del modo fundamental como por la respuesta de modos superiores y que represente a su vez una factibilidad constructiva.

8. CONCLUSIONES

Al evaluar la metodología de “diseño por capacidad”, vista desde la Norma colombiana del 2010 -NSR-10- y confrontada con la metodología de “diseño por capacidad” de Paulay y Priestley, respecto del comportamiento estructural predecible frente a acciones sísmicas, se identificaron en primer lugar, los parámetros de mayor influencia en el comportamiento estructural predecible de edificaciones de concreto forzado. En segundo lugar, se comparó el comportamiento estructural de las edificaciones de concreto reforzado, diseñados mediante las indicaciones expuestas en la NSR-10, y las diseñadas a partir de la incorporación de los factores considerados relevantes en el control de la incertidumbre del comportamiento sísmico. Por último, tal evaluación y comparación permitió suministrar algunas recomendaciones que propicien la reducción de incertidumbre en el comportamiento estructural de edificaciones convencionales de concreto reforzado.

Ahora bien, al asociar lo anterior, se puede concluir, en términos generales, bajo la filosofía de “diseño por capacidad”, relacionada con “establecer una jerarquía de resistencia”, que es una “jerarquía de capacidad” entre los elementos de todo un sistema; de tal manera, que la estructura como un todo, sea menos sensible a las características de un sismo. En consecuencia, le permite al diseñador tener un conocimiento más claro del comportamiento estructural, una vez éste, incursione en el rango inelástico.

Ya, en términos específicos se puede concluir lo siguiente:

- Respecto de los parámetros de mayor influencia en el comportamiento estructural predecible de edificaciones de concreto reforzado.

Los parámetros de mayor influencia se estudiaron tanto en pórticos resistentes a momentos como en muros en voladizo de concreto reforzado con capacidad especial de disipación de energía.

En el caso de “**pórticos dúctiles de concreto resistentes a momento**”, se confirma que la filosofía general del diseño por capacidad definido en el capítulo 21 de la NSR-10, no es diferente de la que se expone en el enfoque de Paulay y Priestley. Su principal diferencia, se encuentra en los detalles de implementación; y, particularmente en los factores de sobrerresistencia recomendados Naeim.

En el caso de “**muros estructurales dúctiles en voladizo de concreto reforzado que garanticen la no ocurrencia de modos de falla no deseados**”, se puede concluir que la NSR-10 no presenta un procedimiento claro para la protección de las regiones por encima de la zona de plastificación. Lo anterior, en comparación a los diferentes envolventes de momento flector que cubren las demandas que se amplifican durante la respuesta dinámica. Es por esto, que los principales métodos desarrollados para el diseño a flexión de muros estructurales de concreto reforzado regulares y uniformes en resistencia y rigidez sobre la altura de la edificación, consideran el efecto del desarrollo de una única rótula o mecanismo de plastificación en la base del muro.

- Respecto del análisis comparativo acerca del comportamiento estructural del pórtico bidimensional y del muro de concreto reforzado bajo las metodologías de la NSR-10, Paulay y Priestley 1992 y Priestley; Calvi y Kowalsky 2007.

Diferencias relevantes se encontraron en, el criterio de cálculo del factor de sobrerresistencia del material; entre la amplificación del momento flector obtenido a partir del análisis elástico estructural para fuerzas sísmicas en el nodo de una columna y la amplificación aplicada a la suma de las resistencias nominales a flexión de las columnas en cada nodo; y entre el cálculo de las fuerzas cortantes de diseño

en columnas de acuerdo al mecanismo de plastificación aceptado, por ejemplo a partir de la estimación de gradientes de momentos críticos probables a lo largo de las columnas de pisos intermedios y el cálculo de las fuerzas cortantes de diseño a partir de la estática asumiendo rotulación en ambos extremos del elemento.

También, se puede inferir que uno de los conceptos claves, previo al desarrollo de un diseño detallado, se encuentra en “la selección racional de un mecanismo plástico”; inmersa en “pórticos de concreto reforzado a respuesta dúctil”, en forma dependiente de la relación existente entre las acciones resultantes de las fuerzas sísmicas y las acciones inducidas por carga gravitacional. Es decir, que la elección del mecanismo depende del tipo de acción que gobernará la resistencia requerida de los elementos.

Es evidente que las disposiciones dadas por el NSR-10 no impedirán la formación de rótulas plásticas en columnas. Según Dooley y Braci en Park una relación de resistencia a flexión entre la columna y la viga igual a 1.2 representa una probabilidad del 90% de formación de un mecanismo de desplazamiento debido a la plastificación de columnas, y la cuestión que surge es: “¿Qué tan fuertes deben ser todas esas regiones o elementos, con respecto a los eslabones débiles escogidos, tales como las vigas, para asegurar que la jerarquía de resistencia seleccionada alcanzará el propósito previsto?” Paulay.

Pese a que los modelos elaborados y analizados presentaron un mecanismo de plastificación intermedio, con formación de rótulas tanto en vigas como columnas, la reserva de resistencia lleva a la edificación a una estado inferior al de ocupación inmediata que se encuentra caracterizado por la ocurrencia de un daño estructural muy limitado, en donde el sistema resistente tanto a fuerza vertical como lateral conservan casi toda su resistencia y rigidez previo al sismo.

Lo que puede ser contradictorio es el hecho de que el reglamento establece un estado límite de prevención del colapso, en el que para los movimientos sísmicos prescritos debe garantizarse la defensa de la vida con daños a elementos estructurales como no estructurales que no representen el colapso de la edificación.

A través del estudio y evaluación al procedimiento de diseño por capacidad sugerido por los diferentes autores, se logró identificar en el reglamento Colombiano la discordancia existente entre los objetivos del reglamento y los requerimientos mínimos de diseño para edificaciones cuyo sistema estructural de resistencia sísmica corresponde a pórticos, o a sistemas combinados con demanda especial de ductilidad. Esta contrariedad se encuentra en la contemplación de un comportamiento dúctil por medio de un factor de reducción de resistencia igual a 7 con un control estricto de las distorsiones de entrepiso para limitar el daño en componentes no estructurales.

La problemática de esta situación se encuentra en la dependencia recíproca entre rigidez y resistencia. En un método de diseño basado en fuerzas, el control excesivo de los desplazamientos mediante las propiedades geométricas y las propiedades de los materiales resulta en una provisión innecesaria de resistencia en los elementos. Por lo tanto, dicho incremento requiere una reevaluación de los factores de reducción R , de las exigencias de diseño y detallado y de los materiales de construcción, los cuales, en conjunto, sean coherentes con un estado límite de prevención del colapso.

BIBLIOGRAFÍA

ALLINGTON, C.J.; MACPHERSON, C. y BULL, D. (2006). Flexural Overstrength Factor for Pacific Steel Grade 500E Reinforcement. Christchurch, NZ.

ALLINGTON, Chris. y BULL, Des. Grade 500 Reinforcement: design issues with L, N and E grade reinforcing steel and the overstrength of pacific steel micro alloy reinforcement. En: The 7th Pacific Conference on Earthquake Engineering. (65: 13-15, Febrero, 2003: Christchurch, New Zealand). Conference Handbook. Christchurch, University of Canterbury, 2003, p. 8.

ANDREWS, Latham. Before Beginning: The Birth of the New Zealand Society for Earthquake Engineering. 1 ed. Wellington, New Zealand: New Zealand Society for Earthquake Engineering, 2008. 30 p. ISBN 978-0-908960-50-7.

ANDRIONO, T. y PARK, R. Seismic design considerations of the properties of New Zealand manufactured steel reinforcing bars. En: Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering. 1986, vol. 19. no. 3. 213-246 p. ISSN 0110-0718.

ARANGO, Sergio.; PAZ, Alejandro. y DUQUE, María del Pilar. Propuesta metodológica para la evaluación del desempeño estructural de una estantería metálica (methodological proposal for the evaluation of the structural behavior of a metallic rack). En: Revista EIA. 2013, vol. 6. no. 12. 139-154 p. ISSN 2463-0950.

BACHMANN, H. y LINDE, P. Dynamic ductility demand and capacity design of earthquake-resistant reinforced concrete walls. En: Special Publication. 1995, vol. 157. no. 117-142 p.

BEYER, Katrin. Design and Analysis of Walls Coupled by Floor Diaphragms. Trabajo de grado Master en Ingeniería sísmica. Pavia, Italia: Rose School. 2005. 100 p.

BOIVIN, Yannick y PAULTRE, Patrick. Seismic force demand on ductile reinforced concrete shear walls subjected to western North American ground motions: Part 2—new capacity design methods. En: Canadian Journal of Civil Engineering. 2012, vol. 39. no. 7. 738-750 p. ISSN 0315-1468.

BOIVIN, Yannick. New capacity design methods for seismic design of ductile RC shear walls. Trabajo de grado Doctorado en Ingeniería Civil. Quebec, Canada: Universidad de Sherbrooke. Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil. 2012. 120 p.

BONDY, Kenneth B. Moment redistribution: principles and practice using ACI 318-02. En: PTI Journal. 2003, vol. 1. no. 3-21 p.

BOOTH, Edmund. Earthquake design practice for buildings. 3 ed. Westminster, London: ICE Publishing, 2014. 347 p. ISBN 978-0-7277-5794-4.

BOZORGNIA, Yousef. y BERTERO, Vitelmo V. Earthquake engineering: from engineering seismology to performance-based engineering. 2 ed. New York: CRC press, 2004. 976 p. ISBN 0203486242, 9780203486245.

BROOKE, N.J. y INGHAM, J.M. The effect of reinforcement strength on the overstrength factor for reinforced concrete beams. En: The Ninth Pacific Conference on Earthquake Engineering. (9: 14-16, April, 2011: Auckland, New Zealand). technical paper. Auckland, University of Auckland, 2011, p. 11.

CANO, L. Diseño de Porticos de Concreto con Criterios de Sismo Resistencia [En línea]. Concreto Reforzado. Colombia. (15 de marzo de 2010). [Consultado: 15 de mayo de 2017]. Disponible en internet: <https://lcano.wordpress.com/category/uncategorized/>

CARRILLO, Julian.; BLANDÓN-VALENCIA, John. y RUBIANO, Astrid. A review of conceptual transparency in US and Colombian seismic design building codes. En: Ingeniería e investigación. 2013, vol. 33. no. 2. 24-29 p. ISSN 0120-5609.

CARRILLO, Julian.; HERNANDEZ BARRIOS, Hugo. y RUBIANO, Astrid. Analysis of the Earthquake-Resistant Design Approach for Buildings in Mexico. En: Ingeniería Investigación y Tecnología. 2014, vol. 15. no. 1. 151-162 p. ISSN 1405-7743.

COMARTIN, Craig D.; NIEWIAROWSKI, Richard W. y ROJAHN, Christopher. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. 1 ed. California: California Seismic Safety Commission, ATC-40., 1996. 334 p. ISBN SSC 96-01.

COMPUTER AND STRUCTURES INC. ETABS: software integrado para el análisis y diseño estructural de edificios. 9.7.0 Nonlinear. [Programa]. Berkeley, California, EEUU: 1995a. [consulta 12-04-2017]. Obtenido de: <https://www.csiamerica.com/>.

COMPUTER AND STRUCTURES INC. SAP2000: software de cálculo estructural con interfaz gráfico 3D orientado a objetos, preparado para realizar de forma totalmente integrada la modelación, análisis y dimensionamiento del más amplio conjunto de problemas de ingeniería de estructuras. Advanced 14.2.4. [Programa]. Berkeley, California, EEUU: 1995b. [consulta 12-04-2017]. Obtenido de: <https://www.csiamerica.com/>.

DAVIES-COLLEY, S.; KLEINJAN, B.; BULL, D.K. y MORRIS, G.J. Review of the Material and Flexural Overstrength Factors for Grade 300E Reinforcing Steel used in New Zealand. En: The 2015 New Zealand Society for Earthquake Engineering. (10 – 12, April 2015 Rotorua, New Zealand). Annual Technical Conference. Rotorua, the Energy event Centre, 2015, p. 9.

DEBNATH, P.P. y CHOUDHURY, S. Nonlinear analysis of shear wall in unified performance based seismic design of buildings. En: Asian Journal of Civil Engineering. 2017, vol. 18. no. 4. 633-642 p.

DIEBOLD, J; MOORE, K; HALE, T y MOCHIZUKI, G. SEAOC Blue Book: Seismic Design Recommendations 1959 to 2008. En: 14th World Conference on Earthquake Engineering. (14: 12-17, October, 2008). Meeting or Conference. Beijing, Jiuhua International Conference and Exhibition Center, 2008, p. 8.

DOOLEY, Kara L. y BRACCI, Joseph M. Seismic evaluation of column-to-beam strength ratios in reinforced concrete frames. En: Structural Journal. 2001, vol. 98. no. 6. 843-851 p. ISSN 0889-3241.

ENGLEKIRK, Robert E. Seismic design of reinforced and precast concrete buildings. 1 ed. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, Inc., 2003. 825 p. ISBN 0-471-08122-1.

FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. FEMA 356 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. 1 ed. Washington, D.C.: Createspace Independent Pub, 2000. 519 p. ISBN 9781484027554.

FENWICK, R.; DELY, R. y DAVIDSON, B. Ductility demand for uni-directional and reversing plastic hinges in ductile moment resisting frames. En: Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering. 1999, vol. 32. no. 1. 1-12 p. ISSN 0110-0718.

FENWICK, RC y MEGGET, LM. Elongation and load deflection characteristics of reinforced concrete members containing plastic hinges. En: Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering. 1993, vol. 26. no. 1. 28-41 p. ISSN 0110-0718.

FILIATRAULT, André. Elements of earthquake engineering and structural dynamics. Canada: Presses inter Polytechnique, 2013. 854 p. ISBN 2553016492, 9782553016493.

FOX, Matthew.; SULLIVAN, Timothy. y BEYER, Katrin. A case study in the capacity design of RC coupled walls. En: The 2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology. (18: 25-29, August, 2015: Istanbul, Turkey). Technical paper. Istanbul: The Istanbul Convention & Exhibition Centre (ICEC), 2014, p. 12.

GÓMEZ HURTADO, Carlos Andres. Análisis comparativo entre la metodología de diseño basada en fuerzas y la metodología de diseño basada en desplazamientos para sistemas combinados. Trabajo de grado Maestría en Ingeniería Civil con énfasis en Ingeniería Estructural. Bogotá, D.C.: Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito. 2015. 158 p.

GONZÁLEZ, Victoria.; BOTERO, Juan Carlos.; ROCHEL, Roberto.; VIDAL, Julián. y ÁLVAREZ, Martha. Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en Colombia. En: Ingeniería y ciencia. 2005, vol. 1. no. 1. 67-76 p. ISSN 1794-9165.

HOLLINGS, John P. Reinforced concrete seismic design. En: New Zealand Engineering. 1971, vol. 26. no. 12. 217-250 p.

HUDSON, Donald E. Reading and interpreting strong motion accelerograms. California, E.U.: Earthquake Engineering Research Institute, 1979. 112 p. ISBN 9780685143889.

KAMARA, Mahmoud E. y NOVAK, Lawrence C. Notes on ACI 318-11, building code requirements for structural concrete: with design applications. 12 ed. U.S.A.: Portland Cement Association, 2013. 1029 p. ISBN 978-0-89312-276-8.

KAPPOS, A.J. Influence of capacity design method on the seismic response of R/C columns. En: Journal of Earthquake Engineering. 1997, vol. 1. no. 02. 341-399 p. ISSN 1363-2469.

KUNTZ, Gregory L. y BROWNING, JoAnn. Reduction of column yielding during earthquakes for reinforced concrete frames. En: ACI Structural Journal. 2003, vol. 100. no. 5. 573-580 p. ISSN 0889-3241.

LINDE, Peter. Numerical modelling and capacity design of earthquake-resistant reinforced concrete walls. 1 ed. Switzerland: Birkhauser Verlag Basel, 1993. 236 p. ISBN 3-7643-2968-8.

LÓPEZ PALOMINO, Paulo Marcelo. Propuesta de adaptación del documento ASCE/SEI31-03 "Evaluación Sísmica De Edificaciones Existentes". Trabajo de grado Maestría en Ingeniería Civil con énfasis en Ingeniería Estructural. Bogotá D.C.: Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito. 2014. 34 p.

MINISTERIO DE AMBIENTE VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL. Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10 (19 marzo de 2010). Título C-Concreto Estructural. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. AIS. Bogotá, D.C., 2010a, no. Decreto 926. p. 590.

MINISTERIO DE AMBIENTE VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL. Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10 (19 de marzo de 2010). Título A - requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. AIS. Bogotá, D.C., 2010b, no. Decreto 926. p. 186.

MITCHELL, Denis.; PAULTRE, Patrick. y COLLINS, M.P. Seismic design. En: CAC Concrete design handbook. 2 ed. Ottawa, Canada: CEMENT ASSOCIATION OF CANADA, 2006. 11.11-11.60 p.

MOEHLE, Jack P.; GHODSI, Tony.; HOOPER, John D.; FIELDS, David C. y GEDHADA, Rajnikanth. Seismic design of cast-in-place concrete special structural walls and coupling beams: A guide for practicing engineers. En: NEHRP Seismic Design Technical Briefs. 2011, vol. 6. no. 37 p. ISSN 11-917-11REV-1.

MOEHLE, Jack P. y HOOPER, John D. Seismic design of reinforced concrete special moment frames: a guide for practicing engineers. En: NEHRP Seismic Design Technical Briefs. 2016, vol. 1. no. 2. 42 p. ISSN 16-917-40.

MOEHLE, Jack P.; HOOPER, John D. y LUBKE, Chris D. Seismic design of reinforced concrete special moment frames: a guide for practicing engineers. En: NEHRP Seismic Design Technical Briefs. 2008, vol. 1. no. 1. 27 p. ISSN 8-917-1.

MONSALVE JARAMILLO, Hugo. Diseño de estructuras de concreto reforzado. 1 ed. Armenia, Colombia: Heliograficas Torres, 1995. 214 p.

NAEIM, Farzad. The seismic design handbook. 2 ed. Boston, E.U.: Springer Science & Business Media, 2001. 830 p. ISBN 1461516935.

NILSON, Arthur H. y DARWIN, David. Diseño de estructuras de concreto. Traducido por Luis Eduardo Yamín L. 12 ed. Bogotá D.C.: McGraw-Hill, 2001. 722 p. ISBN 958-600-953-X.

OVERBY, David.; KOWALSKY, Mervyn. y SERACINO, Rudolf. (2015). A706 Grade 80 reinforcement for seismic applications (pp. 114). California.

PARK, Bob. Some controversial aspects of the seismic design of reinforced concrete building structures. En: Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering. 2003, vol. 36. no. 3. 165-188 p. ISSN 1174-9857.

PARK, Bob. y PAULAY, Thomas. Ductile reinforced concrete frames - some comments on the special provisions for seismic design of aci 318-71 and on capacity design. En: Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering. 1975, vol. 1. no. 1. 70-90 p.

PARK, R. Explicit incorporation of element and structure overstrength in the design process. En: the 11th World Conference on Earthquake Engineering. (11: Paper No. 2130, June, 1996, Mexico). Type. Acapulco, Year, p. 8.

PAULAY, T. A Critique of the Special Provisions for Sesmic Design of the Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83). En: Journal Proceedings. (83: 2). 1986, p. 274-283.

PAULAY, T. y PRIESTLEY, M. J. N. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. ilustrada ed. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1992. 744 p. ISBN 0-471-54915-0.

PAULAY, Thomas. Moment Redistribution in Continuous Beam of Earthquake Resistant Multistory Reinforced Concrete Frames. En: Bulletin of the New Zealand National Society of Earthquake Engineering. 1976, vol. 9. no. 4. 205-212 p.

PAULAY, Thomas. An application of capacity design philosophy to gravity load dominated ductile reinforced concrete frames. En: Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering. 1978, vol. 11. no. 1. 50-61 p.

PAULAY, Thomas. The Philosophy and Application of Capacity Design. En: Scientia Iranica. 1995, vol. 2. no. 2. 117-136 p.

PAULAY, Thomas. Seismic design of concrete structures the present needs of societies. En: the 11th World Conference on Earthquake Engineering. (11: Paper No. 2001, June, 1996: Acapulco, Mexico). Conference Proceedings. Acapulco, 1996, p. 65.

PCA. Notes on ACI 318-02, building code requirements for structural concrete: with design applications. 8 ed. U.S.A.: Portland Cement Association, 2002. 498 p. ISBN 0-89312-201-7.

PRIESTLEY, M. J. N.; CALVI, Gian Michele. y KOWALSKY, Mervyn J. Displacement-based seismic design of structures. 1 ed. Pavia, Italy: IUSS Press, 2007. 721 p. ISBN 978-88-6198-000-6.

PRIESTLEY, M.J.N. Performance based seismic design. En: Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering. 2000, vol. 33. no. 3. 325-346 p. ISSN 1174-9857.

QUIMBY BARTLETT, T. Tributary Areas for Gravity Loads [En línea]. A Beginner's Guide to Structural Mechanics/Analysis. Alaska. (11 de abril de 2014). [Consultado: 18 abril 2017]. Disponible en internet: http://www.bgstructuralengineering.com/BGSMA/BGTribArea/BGSMA_TA_02.htm

RAJESH, MN. y PRASAD, SK. Seismic performance study on RC wall buildings from pushover analysis. En: International Journal of Research in Engineering and Technology. 2014, vol. 3. no. 6. 165-171 p. ISSN 2321-7308.

REITHERMAN, Robert. Earthquakes that have initiated the development of earthquake engineering. En: Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering. 2006, vol. 39. no. 3. 145-157 p. ISSN 1174-9857.

REITHERMAN, Robert. Earthquakes and engineers: an international history. ilustrada ed. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers, 2012. 764 p. ISBN 978-0-7844-7635-2.

RESTREPO, J.C. Concrete frames designed with the colombian seismic code (NSR-98) from a displacement perspective. Trabajo de grado MEng. Pavia, Italia: Inst. Universitario De Estudios Superiores De Pavía. 2008. 51 p.

ROCHEL AWAD, Roberto. Análisis y diseño sísmico de edificios. 2 ed. Medellín, Colombia: Fondo Editorial Universidad EAFIT, 2012. 388 p. ISBN 978-958-720-117-8.

SARRIA, Alberto. Ingeniería Sísmica. Bogotá, D.C.: Ediciones Uniandes, 1995. 569 p. ISBN 978-958-9057-49-0.

SUNITHA, P.; MURTY, C.V.R. y GOSWAMI, Rupen. Quantifying parameters that ensure large deformability of earthquake resistant rc buildings in high seismic regions. En: The Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering. (10: 21-25, July, Alaska). Type. Anchorage, Year, p. 10.

TECHNICAL COMMITTEE CEN/TC 250. Eurocode 8: Design Provisions for Earthquake Resistance (23 de abril de 2004). Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings. CEN. Brussels. 2004, no. EN 1998-1. p. 232.

THE MATHWORKS INC. MATLAB: herramienta interactiva basada en matrices para cálculos científicos y de ingeniería. 8.3.0.532 (R2014a). [Programa]. Natick, Massachusetts: The MathWorks, Inc. 2014. [consulta 12-04-2017]. Obtenido de: <https://www.mathworks.com/products/matlab.html>.

VISNJIC, T. ; PANAGIOTOU, M. y MOEHLE, J.P. Seismic response of tall reinforced concrete special moment resisting frames designed with current code provisions. En: The Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering. (10: 21-25, July, Alaska). Type. Anchorage, Year, p. 11.

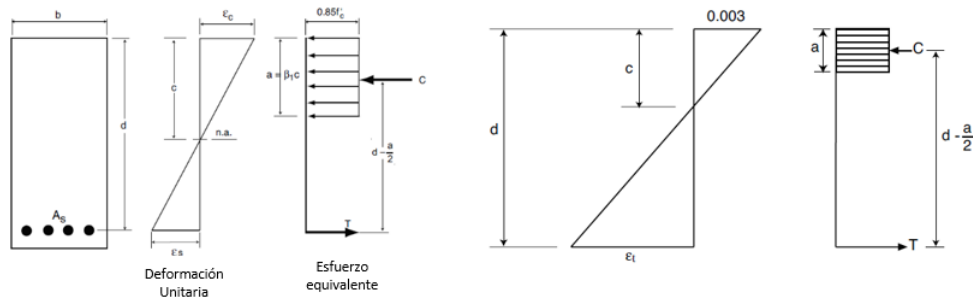
WIGHT, James K. y MACGREGOR, James G. Reinforced concrete : mechanics and design. 6 ed. New Jersey, E.U.: Pearson Education, Inc., 2012. 1141 p. ISBN 978-0-13-217652-1.

WILSON, L. Edward. Análisis estático y dinámico de estructuras. Berkeley, California: Morrison Ingenieros, 2015. 462 p. ISBN 0-07-011394-7.

ANEXOS

Anexo A. Porcentaje de redistribución de momentos y área de acero mínima requerida.

El porcentaje permisible de redistribución de momentos está definido en términos de la deformación neta de tracción ε_t (Sec. C.8.4 NSR-10), la cual de manera general, puede expresarse en términos del momento demandado M_u Kamara y Novak. Considerando la Figura 35 mediante la compatibilidad de deformaciones se tiene que ε_t es igual a:



Fuente: KAMARA, Mahmoud E. y NOVAK, Lawrence C. Distribución de deformaciones y esfuerzos equivalentes en una sección rectangular. [imagen]. Notes on ACI 318-11, building code requirements for structural concrete: with design applications. 12a edición. Estados Unidos.: Portland Cement Association. 2013. 1029 p.

$$\begin{aligned}\frac{\varepsilon_t + 0.003}{d_t} &= \frac{0.003}{c}; \\ \varepsilon_t &= \frac{0.003 d_t}{c} - 0.003; \\ \varepsilon_t &= 0.003 \left(\frac{d_t}{c} - 1 \right)\end{aligned}\tag{46}$$

Ajustando $r = c/d_t$, la profundidad del bloque de esfuerzos de concreto a , y la resultante del bloque de compresión C , pueden respectivamente ser expresados como:

$$a = \beta_1 c = \beta_1 r d_t \quad (47)$$

$$C = 0.85 f'_c b a = 0.85 f'_c b \beta_1 r d_t \quad (48)$$

Sustituyendo la ecuación (47) y (48) en la ecuación (49) que define la condición de equilibrio para momentos internos y externos:

$$M_n = C \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (49)$$

El momento nominal, M_n , puede expresarse como:

$$\begin{aligned} M_n &= 0.85 f'_c b \beta_1 r d_t \left(d_t - \frac{\beta_1 r d_t}{2} \right); \\ M_n &= 0.85 f'_c b \beta_1 r d_t^2 \left(1 - \frac{\beta_1 r}{2} \right) \end{aligned} \quad (50)$$

Dividiendo ambos lados de la ecuación (50) por $f'_c b d_t^2$:

$$\frac{M_n}{f'_c b d_t^2} = 0.85 \beta_1 r \left(1 - \frac{\beta_1 r}{2} \right) \quad (51)$$

Siendo el coeficiente de resistencia nominal $R_n = M_n/(b d_t^2)$, resolviendo la ecuación cuadrática para despejar r de la ecuación (51):

$$r = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{40 R_n}{17 f'_c}}}{\beta_1} \quad (52)$$

De la ecuación (52) dos valores de r pueden obtenerse, el signo negativo da como resultado una menor relación c/d_t , que a su vez genera un menor valor de ε_t (ver ecuación (46)), lo cual es mas conservador. Sustituyendo r en la ecuación (46) se obtiene la ecuación (27):

Es posible observar de esta ecuación que no se involucra la resistencia del acero y por lo tanto es valido su uso para todos los tipos de refuerzo.

Para conocer el valor de la relación R_n/f'_c . Inicialmente considere que del equilibrio de fuerzas se tiene:

$$\begin{aligned} C &= T; \\ 0.85 f'_c b a &= A_s f_y; \\ a &= \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \end{aligned} \quad (53)$$

Y del equilibrio de momentos:

$$M_n = (C \text{ ó } T) \left(d - \frac{a}{2} \right) = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (54)$$

Sustituyendo la ecuación (53) en la ecuación (54):

$$M_n = (C \text{ ó } T) \left(d - \frac{a}{2} \right) = A_s f_y \left(d - 0.59 \frac{A_s f_y}{f'_c b} \right) \quad (55)$$

Dividiendo a ambos lados de la ecuación (55) por $b d^2 f'_c$ y nuevamente haciendo uso del coeficiente de resistencia nominal $R_n = M_n/(b d_t^2)$:

$$\begin{aligned}\frac{M_n}{b d^2 f'_c} &= \frac{A_s f_y}{b d^2 f'_c} \left(d - 0.59 \frac{A_s f_y}{f'_c b} \right); \\ \frac{R_n}{f'_c} &= \frac{M_n}{b d^2 f'_c};\end{aligned}\tag{56}$$

Finalmente, expresando M_n en función del momento ultimo M_u , se obtiene la ecuación (28).

Si un proceso de redistribución de momentos se realiza, debe garantizarse que el área de acero suministrada en una sección sea menor que el área de acero correspondiente a una deformación unitaria de 0.0075. Tomando la Figura 35 con las condiciones esfuerzo-deformación en el límite de las secciones controladas por tensión para permitir la redistribución de momentos el límite en el área de acero es:

$$\frac{\varepsilon_t \varepsilon_{cu}}{d_t} = \frac{\varepsilon_u}{c_t}\tag{57}$$

$$\frac{c_t}{d_t} = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_{cu} \varepsilon_s} = \frac{0.003}{0.003 + 0.0075} = 0.285\tag{58}$$

$$c_t = 0.285 d_t\tag{59}$$

$$a_t = \beta_1 c_t = 0.285 \beta_1 d_t\tag{60}$$

$$C_t = 0.85 f'_c b a_t = 0.85 f'_c b 0.285 \beta_1 d_t = 0.242 \beta_1 f'_c b d_t\tag{61}$$

$$T = A_s f_y = C_t\tag{62}$$

Despejando de la ecuación (62) se obtiene la ecuación (30).

Anexo B. Técnica de redistribución de momentos y software de aplicación.

Con el fin de exponer las técnicas de redistribución implementadas en el algoritmo desarrollado mediante el lenguaje de programación del software matemático MATLAB The MathWorks Inc., considere inicialmente el diagrama de la envolvente de momentos de la viga continua del nivel 5 del pórtico del eje 4 (0). Un cálculo del máximo porcentaje de redistribución en la viga B3 siguiendo el procedimiento de la sección 7.1.1.1, requiere la ejecución de la siguiente secuencia de pasos:

- **Paso 1:** de la envolvente de cargas, 0, los valores de los momentos flectores en los nodos son:

$$M_u = \begin{Bmatrix} -207.48 \\ -206.27 \end{Bmatrix} kN.m$$

- El valor de los coeficientes de resistencia implementando la ecuación (28) es:

$$\frac{R_n}{f'_c} = \frac{abs(M_u)}{0.9 * 0.45 * 0.44^2 * 28 * 1000} = \begin{Bmatrix} 0.0945 \\ 0.0939 \end{Bmatrix}$$

- **Paso 2:** Implementando los coeficientes del paso 1, los valores de deformación unitaria según la ecuación (27) son:

$$\varepsilon_t = 0.003 \left(\frac{0.85}{1 - \sqrt{1 - \frac{40 R_n}{17 f'_c}}} - 1 \right) = \begin{Bmatrix} 0.0185 \\ 0.0187 \end{Bmatrix}$$

Como los valores de deformación unitaria son mayores a 0.0075 se debe determinar el porcentaje de redistribución que para los casos son 18.5% y 18.7% respectivamente. Los valores de β_1 deben variar dependiendo de la resistencia a

compresión del concreto. Es posible realizar un nuevo ciclo de redistribución tomando como nuevos valores del vector M_u aquellos resultantes de la aplicación de los factores de redistribución ya calculados, a los valores de momentos iniciales:

$$M_u = \begin{Bmatrix} -207.48 \\ -206.27 \end{Bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} 0.815 \\ 0.813 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -169.09 \\ -167.69 \end{Bmatrix} kN.m$$

Este último cálculo exige una evaluación de nuevos coeficientes de resistencia y nuevos valores de deformación unitaria, paso 1 y paso 2. Un ciclo iterativo puede ejecutarse hasta alcanzar un número máximo de diez ciclos o hasta alcanzar el máximo porcentaje permitido, del veinte por ciento. De este modo, la máxima capacidad de redistribución en las secciones de los apoyos de la viga continua del nivel 5 es:

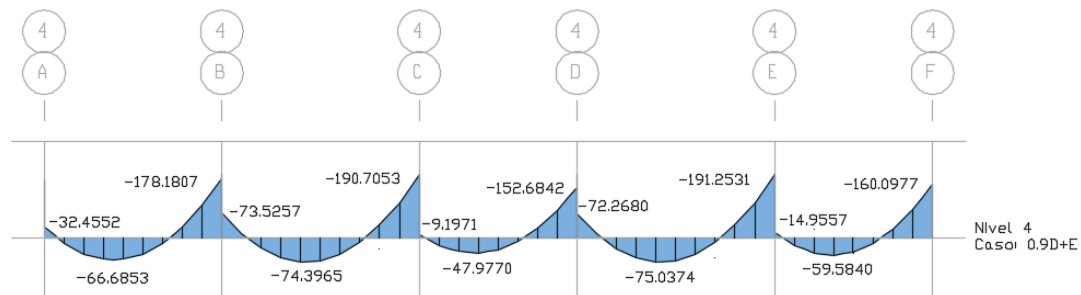
Figura 36. Máximo porcentaje de redistribución permitido en las secciones de los apoyos de la viga continua del nivel 5 del pórtico del eje 4.

```
>> Story.S4.FC
ans =
    20    20    20    20    20
    20    20    20    20    20
```

Sea considerada la combinación de carga 0.9D+E como se muestra en la Figura 37, la cual representa la combinación de los momentos flectores de las vigas, resultantes de los análisis elásticos de las fuerzas laterales, E, y aquellos de la carga gravitacional debidamente factorizada, 0.9D, y a manera de ejemplo, suponga que debe realizarse una redistribución del 20% de los máximos momentos negativos de los ejes B, D y F.

Siguiendo el procedimiento descrito en la sección 7.1.1.1 un cambio del momento puede lograrse únicamente a través de la manipulación del diagrama de momentos de empotramiento o debidos a la continuidad y de los momentos debido a las acciones sísmicas. Por lo tanto si una reducción del veinte por ciento se realizara al valor de momento en el eje B, sería necesario realizar una reducción del veinte por ciento en el mismo punto al diagrama de momento debido a la continuidad para el caso de carga 0.9D y de un veinte por ciento en el mismo punto para el caso de carga de sismo E, puesto que dentro del rango elástico resulta válido la superposición de momentos.

Figura 37. Diagrama de momentos de la viga continua del nivel 5 del pórtico del eje 4 para la combinación de carga 0.9D+E. Valores expresados en unidades de kN.m.



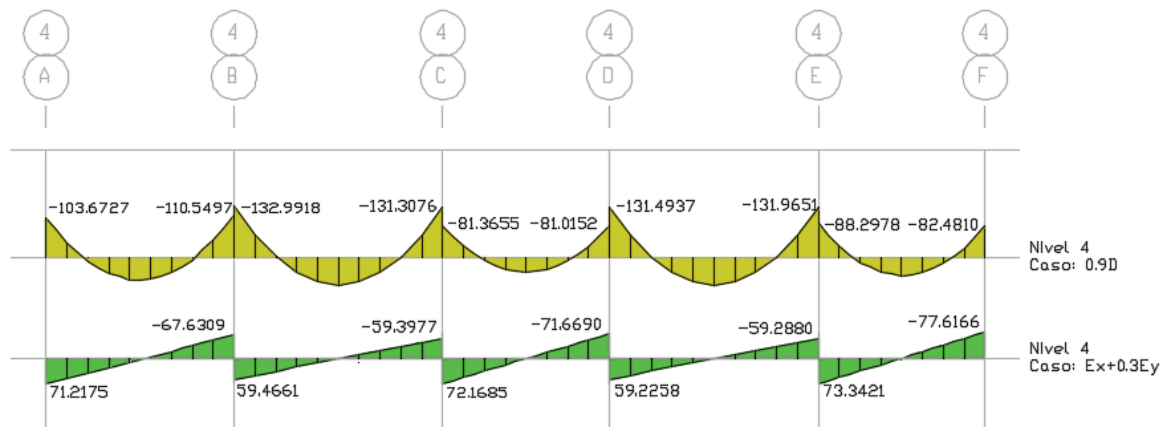
Es factible una simplificación al anterior procedimiento partiendo del mismo principio de superposición, puesto que el estado de carga debido a sismo presenta un comportamiento lineal, un cambio de momento podría aplicarse directamente sobre este representando igualmente la suma entre los momentos de empotramiento y los momentos por acción sísmica. Para ello, considere la figura Figura 38 que representan los diagramas de carga gravitacional, 0.9D, que incluye peso propio y carga sobreimpuesta, y carga sísmica $E_x + 0.3E_y$ respectivamente.

La simplificación propuesta se desglosa a partir de la siguiente secuencia de pasos:

- **Paso 1:** Calcular los valores ΔM en el extremo izquierdo de cada viga a partir de la combinación de carga 0.9D+E, Figura 37, y del porcentaje de redistribución deseado:

$$\Delta M = \text{abs} \begin{Bmatrix} -178.18 \\ -190.70 \\ -152.68 \\ -191.25 \\ -160.09 \end{Bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} 0.20 \\ 0 \\ 0.20 \\ 0 \\ 0.20 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 35.64 \\ 0 \\ 30.54 \\ 0 \\ 32.02 \end{Bmatrix}$$

Figura 38. Diagrama de momentos de la viga continua del nivel 5 del pórtico del eje 4 para el caso de carga 0.9D y Ex+0.3Ey cuya combinación lineal representa el diagrama de la Figura 37. Valores expresados en unidades de kN.m.



- **Paso 2:** Asignar los valores del paso 1 en el caso de carga debido a sismo en las caras opuestas a momento positivo de los mismos nodos:

$$M_{R,i} = \begin{Bmatrix} 71.22 \\ 59.46 \\ 72.17 \\ 59.22 \\ 73.34 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 32.02 \\ 35.64 \\ 0 \\ 30.54 \\ 0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 103.24 \\ 95.10 \\ 72.17 \\ 89.76 \\ 73.34 \end{Bmatrix}$$

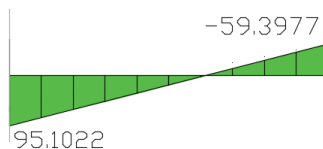
- **Paso 3:** calcular los momentos redistribuidos en los momentos negativos de cada viga para el caso de sismo:

$$M_{R,j} = \begin{Bmatrix} -67.63 \\ -59.39 \\ -71.67 \\ -59.29 \\ -77.62 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 35.64 \\ 0 \\ 30.54 \\ 0 \\ 32.02 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -32.00 \\ -59.39 \\ -41.13 \\ -59.29 \\ -45.59 \end{Bmatrix}$$

- **Paso 4:** Calcular el momento redistribuido en el vano de las vigas para el caso de sismo, así por ejemplo para la viga B2 se tiene:

Figura 39. Momento redistribuido en el vano de la viga B2 del nivel 5 del pórtico del eje 4 para el estado de carga Ex+0.3Ey. Valores expresados en unidades de kN.m.

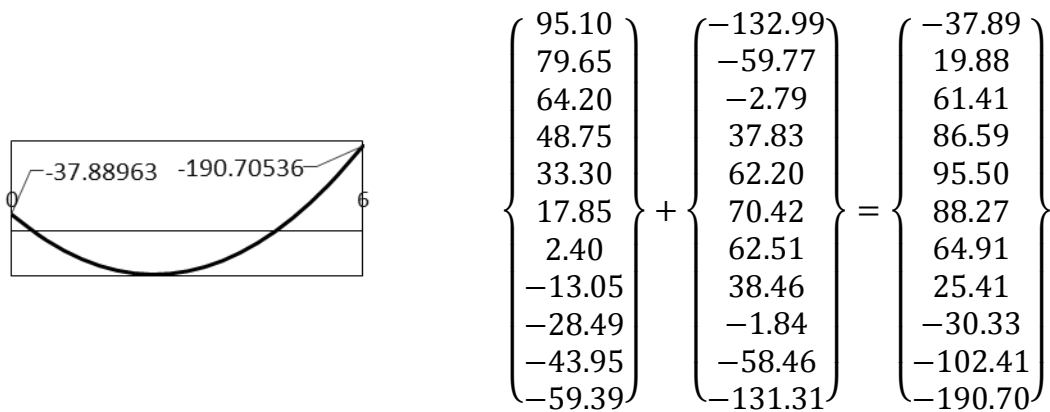
$$Pendiente = \frac{-(abs(95.1022) + abs(-59.3977))}{6} = -25.7499$$



$$-25.75 * \begin{Bmatrix} 0.0 \\ 0.6 \\ 1.2 \\ 1.8 \\ 2.4 \\ 3.0 \\ 3.6 \\ 4.2 \\ 4.8 \\ 5.4 \\ 6.0 \end{Bmatrix} + 95.10 = \begin{Bmatrix} 95.10 \\ 79.65 \\ 64.20 \\ 48.75 \\ 33.30 \\ 17.85 \\ 2.40 \\ -13.05 \\ -28.49 \\ -43.95 \\ -59.39 \end{Bmatrix}$$

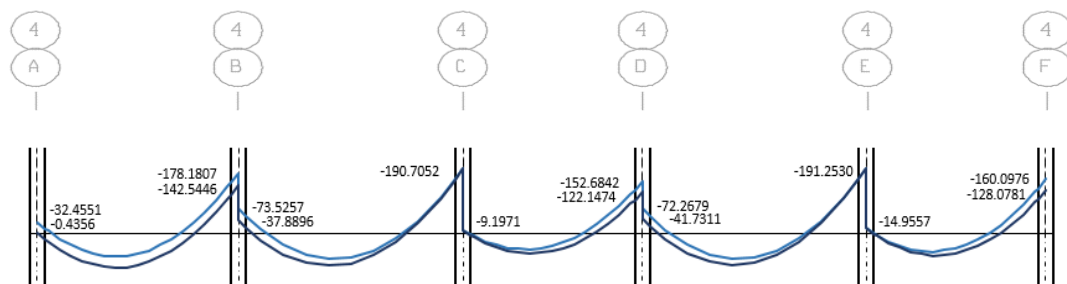
- **Paso 5:** superponer los valore del paso 4 al caso de carga 0.9D

Figura 40. Momento redistribuido en el vano de la viga B2 del nivel 5 del pórtico del eje 4 para la combinación de carga 0.9D+E. Valores expresados en unidades kN.m.



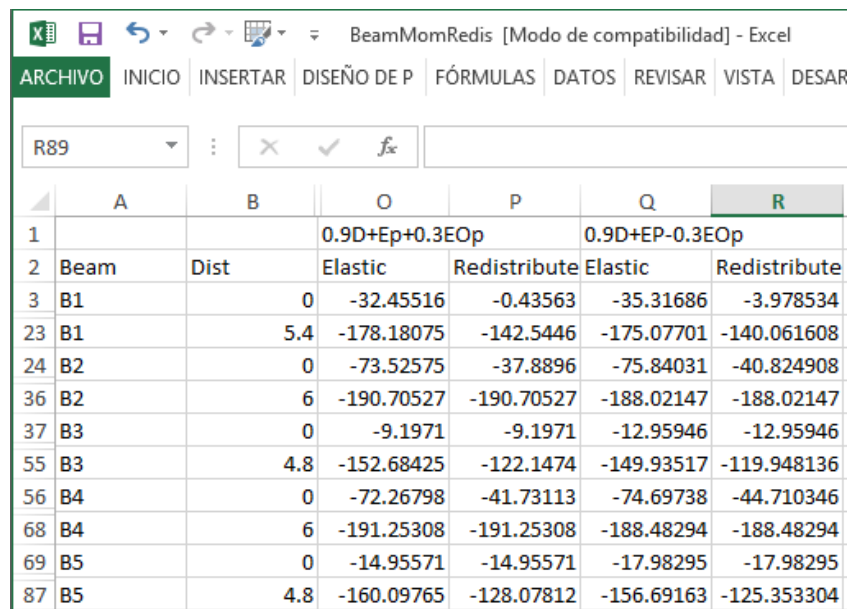
El procedimiento descrito conlleva a la redistribución de los momentos flectores mostrada en la Figura 41:

Figura 41. Redistribución de los momentos flectores en la viga continua del nivel 5 del pórtico del eje 4 asumiendo un porcentaje de redistribución del veinte por ciento de los momentos negativos de los ejes B, D y F. Valores expresados en unidades de kN.m.



Los resultados numéricos se pueden visualizar en el archivo de extensión .xls con el nombre “*BeamMomRedis*”, Figura 42:

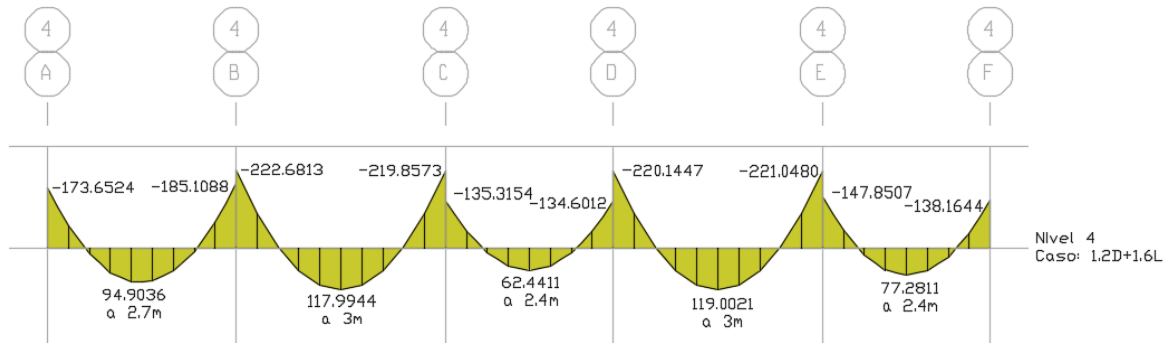
Figura 42. Exportación de los resultados del procedimiento de redistribución de momentos en archivo de extensión .xls “*BeamMomRedis*”. Ejemplo de cálculo para la redistribución de los momentos flectores en la viga continua del nivel 5 del pórtico del eje 4 asumiendo un porcentaje de redistribución del veinte por ciento de los momentos negativos de los ejes B, D y F en la combinación de carga 0.9D+E. Valores expresados en unidades de kN.m.



	A	B	O	P	Q	R
1			0.9D+Ep+0.3EOp		0.9D+EP-0.3EOp	
2	Beam	Dist	Elastic	Redistribute	Elastic	Redistribute
3	B1	0	-32.45516	-0.43563	-35.31686	-3.978534
23	B1	5.4	-178.18075	-142.5446	-175.07701	-140.061608
24	B2	0	-73.52575	-37.8896	-75.84031	-40.824908
36	B2	6	-190.70527	-190.70527	-188.02147	-188.02147
37	B3	0	-9.1971	-9.1971	-12.95946	-12.95946
55	B3	4.8	-152.68425	-122.1474	-149.93517	-119.948136
56	B4	0	-72.26798	-41.73113	-74.69738	-44.710346
68	B4	6	-191.25308	-191.25308	-188.48294	-188.48294
69	B5	0	-14.95571	-14.95571	-17.98295	-17.98295
87	B5	4.8	-160.09765	-128.07812	-156.69163	-125.353304

Ahora, teniendo en cuenta la Figura 43 que representa las demandas de momento flector bajo la combinación de carga 1.2D+1.6L, una redistribución del 20% en el eje D de la viga B3 se desglosa para exponer el procedimiento de redistribución de momentos únicamente por acciones gravitacionales. Tomando en cuenta que cualquier reducción del momento negativo debe ser compensada por un incremento del momento positivo dentro del mismo vano, se implementó la siguiente secuencia de pasos:

Figura 43. Diagrama de momentos de la viga continua del nivel 5 del pórtico del eje 4 para la combinación de carga 1.2D+1.6L. Valores expresados en unidades de kN.m.



- **Paso 1:** calcular la ordenada en el centro del vano M_{ocv} :

$$M_{ocv} = \frac{-M_A + (-M_B)}{2} = \frac{-135.31 - 134.60}{2} = -134.96 \text{ kN.m}$$

- **Paso 2:** Calcular el momento estático inicial M_o :

$$M_{estatico} = M_o + abs(M_{ocv}) = 62.44 + 134.96 = 197.39 \text{ kN.m}$$

- **Paso 3:** Determinación del valor de carga portante del elemento para la condición de la viga simplemente apoyada:

$$w_u = \frac{(M_o + abs(M_{ocv})) * 8}{l^2} = \frac{197.39 * 8}{4.8^2} = 68.54 \text{ kN/m}$$

- **Paso 4:** Determinación de la ecuación que describe la variación del valor del momento en cualquier tramo del vano debido a la carga uniforme en una viga

simplemente apoyada. Implementando la ecuación (33) para cada una de las distancias se tiene:

$$M_x = \frac{1}{2} * 68.54 * \begin{Bmatrix} 0.0 \\ 0.6 \\ 1.2 \\ 1.8 \\ 2.4 \\ 3.0 \\ 3.6 \\ 4.2 \\ 4.8 \end{Bmatrix} * \left(4.8 - \begin{Bmatrix} 0.0 \\ 0.6 \\ 1.2 \\ 1.8 \\ 2.4 \\ 3.0 \\ 3.6 \\ 4.2 \\ 4.8 \end{Bmatrix} \right) = \begin{Bmatrix} 0.00 \\ 86.36 \\ 148.05 \\ 185.06 \\ 197.39 \\ 185.06 \\ 148.05 \\ 86.36 \\ 0.00 \end{Bmatrix} kN.m$$

- **Paso 5:** Calculo de la ecuación que describe la variación de los momentos de empotramiento en cualquier longitud del tramo:

$$\begin{aligned} M_{R,i} &= A' = -135.31; \\ M_{R,j} &= B' = -134.60 * \left(1 - \frac{20}{100} \right) = -107.68; \\ \text{Pendiente de la Recta} &= \frac{B' - A'}{l} = \frac{-107.68 - (-135.31)}{4.8} = 5.76; \end{aligned}$$

Calculando la ordenada de la línea A'-B':

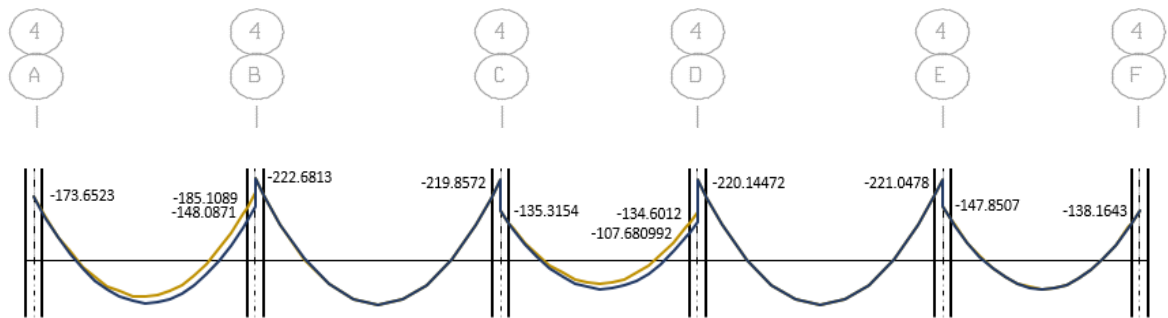
$$\text{Ordenada de la línea } M_{A'-B'(x)} = -135.31 + 5.76 * \begin{Bmatrix} 0.0 \\ 0.6 \\ 1.2 \\ 1.8 \\ 2.4 \\ 3.0 \\ 3.6 \\ 4.2 \\ 4.8 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -135.31 \\ -131.86 \\ -128.41 \\ -124.95 \\ -121.49 \\ -118.04 \\ -114.59 \\ -111.13 \\ -107.68 \end{Bmatrix} kN.m$$

- **Paso 6:** Calculo del momento redistribuido

$$\text{Momento Ajustado en } x = \begin{Bmatrix} 0.00 \\ 86.36 \\ 148.05 \\ 185.06 \\ 197.39 \\ 185.06 \\ 148.05 \\ 86.36 \\ 0.00 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} -135.31 \\ -131.86 \\ -128.41 \\ -124.95 \\ -121.49 \\ -118.04 \\ -114.59 \\ -111.13 \\ -107.68 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -135.31 \\ -45.49 \\ 19.64 \\ 60.11 \\ 75.90 \\ 67.02 \\ 33.46 \\ -24.77 \\ -107.68 \end{Bmatrix} \text{ kN.m}$$

Igualmente, una redistribución del 20% de los máximos momentos negativos en los ejes B, D y F se representan en la Figura 44. A pesar de haber sido asignado un porcentaje de redistribución en el eje F, este procedimiento no es aceptable y por lo tanto no se utiliza como dato de entrada en el algoritmo desarrollado.

Figura 44. Redistribución de los momentos flectores en la viga continua del nivel 5 del pórtico del eje 4 asumiendo un porcentaje de redistribución del veinte por ciento de los momentos negativos de los ejes B y D. Valores expresados en unidades de kN.m.



Los resultados numéricos se pueden visualizar en el archivo de extensión .xls con el nombre “*BeamMomRedis*”, Figura 45:

Figura 45. Exportación de los resultados del procedimiento de redistribución de momentos en archivo de extensión .xls “BeamMomRedis”. Ejemplo de cálculo para la redistribución de los momentos flectores en la viga continua del nivel 5 del pórtico del eje 4 asumiendo un porcentaje de redistribución del veinte por ciento de los momentos negativos de los ejes B y D en la combinación de carga 1.2D+1.6L. Valores expresados en unidades de kN.m.

	A	B	C	D	E	F
1			1.4D		1.2D+1.6L	
2	Beam	Dist	Elastic	Redistribute Elastic	Elastic	Redistribute
3	B1	0	-161.26866	-161.26866	-173.65236	-173.65236
23	B1	5.4	-171.96648	-137.573184	-185.10896	-148.087168
24	B2	0	-206.87618	-206.87618	-222.68132	-222.68132
36	B2	6	-204.25622	-204.25622	-219.85724	-219.85724
37	B3	0	-126.56868	-126.56868	-135.31544	-135.31544
55	B3	4.8	-126.02366	-100.818928	-134.60124	-107.680992
56	B4	0	-204.54588	-204.54588	-220.14472	-220.14472
68	B4	6	-205.27906	-205.27906	-221.04788	-221.04788
69	B5	0	-137.35218	-137.35218	-147.85076	-147.85076
87	B5	4.8	-128.30384	-128.30384	-138.16432	-138.16432

- **Software de aplicación de redistribución de momentos.** El procedimiento numérico descrito paso a paso en este anexo, fue expuesto con el propósito de desglosar los fundamentos conceptuales implementados en la elaboración del código de programación, el cual permite simplificar y automatizar los cálculos para cualquier serie de vanos de un pórtico plano de múltiples niveles.

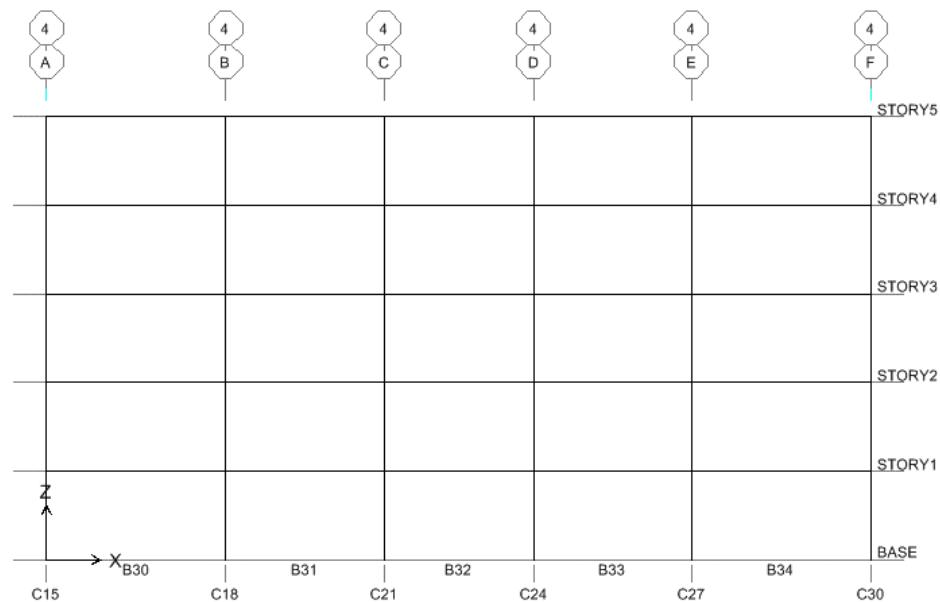
El código desarrollado y denominado “Redistribución de momentos en vigas continuas de un pórtico especial de concreto resistente a momento” se encuentra en formato .m de base MATLAB The MathWorks Inc., cuyo archivo ejecutable se encuentra con el nombre “Redistribución”.

Previo a la ejecución del código, el usuario debe generar una serie de archivos que contengan la información necesaria para la ejecución del procedimiento. Es necesario que dicha información sea extraída cumpliendo con los formatos de

cada uno de los archivos que se encuentran de ejemplo, los cuales corresponden al formato de las tablas obtenidas del análisis de los resultados del software ETABS versión 9.7.0 Computer and Structures Inc.. Se recomienda seguir la siguiente secuencia de pasos:

- **Paso 1:** Definir el pórtico plano al cual se le desea realizar una redistribución de momentos
- **Paso 2:** Verificar que los elementos se encuentren ordenados de izquierda a derecha y de abajo hacia arriba para el caso de vigas y de abajo hacia arriba y de izquierda a derecha para el caso de columnas (Figura 46).

Figura 46. Verificación de la numeración de los elementos.



- **Paso 3:** Obtener los diagramas de momento solamente en vigas en los ejes de la columna, NO en la cara de la columna. Los diagramas de momento deben corresponder únicamente a los casos de carga implementados en el análisis y diseño de elementos, para este estudio cinco casos de carga fueron establecidos:

“Dead”, “Superdead”, “Live”, “IDQX” (sismo en x reducido, debe ser en el sentido positivo), “IDQY” (sismo en y reducido, debe ser en el sentido positivo). Debe garantizarse también la obtención de un valor del momento en el centro del vano de cada viga, esto se puede lograr mediante la opción “*OutputStation*”. Guardar la información archivo en formato .xlsx con el nombre “*BeamLoadCases*”.

- **Paso 4:** Seleccionar todos los elementos del pórtico plano, tanto vigas y columnas, y extraer la información de las secciones asignadas. Guardar archivo en formato .xlsx con el nombre “*SectionAssign*”.
- **Paso 5:** Diligenciar la información del archivo “*MomentRedistributionFactor*” en caso de que el usuario desee especificar el porcentaje de redistribución que desea en cada extremo de cada viga, de lo contrario omitir este paso. Si el usuario permite que el programa determine el porcentaje de redistribución de momentos, este se realizara a partir de la máxima capacidad de redistribución de cada sección.
- **Paso 6:** Ejecutar el código, y abrir el archivo “*BeamMomentRedis*” que contiene los diagramas de momentos elásticos y redistribuidos para cada combinación de carga y de la envolvente de diseño.

El código de programación se muestra a continuación:

```
clear all
close all
clc
fprintf('\n\t\t\t\t\t | PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER |');
fprintf('\n\t\t\t\t\t | MAESTRÍA EN INGENIERIA CIVIL |');
fprintf('\n\t\t\t\t\t | REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS EN VIGAS CONTINUAS DE |');
fprintf('\n\t\t\t\t\t | UN PÓRTICO ESPECIAL DE CONCRETO REFORZADO RESISTENTE A MOMENTO |');
fprintf('\n\t\t\t\t\t | Veronica Rojas Sandino |');
%-----
% DATOS INICIALES DEL METODO
%-----
delete('BeamMomRedis.xls');
%-----
% DATOS SECCIONES DE VIGAS Y COLUMNAS
[~,~,SectAll]=xlsread('SectionAssign.xlsx'); % Sección asignada-lectura hoja de Excel
SectAll([1:3], :)=[]; % Elimina el encabezado de la matriz
```

```

SectAll(:,[3,5,7,8])=[]; % Elimina los resultados del pórtico que no son necesarios

SectStory=SectAll(:,3); % Guarda un vector con los nombres de los diferentes tipos de
elemento
UN_SECTION_STORY = unique(SectStory); % Guarda un vector con los nombres de los tipos de
elementos sin repetirlos
[~,SectStory_OutFirst,~] = unique(SectStory, 'first'); % Crea una matriz con la posición
inicial del grupo de cada tipo de elemento
[~,SectStory_OutLast,~] = unique(SectStory, 'last'); % Crea una matriz con la posición
final del grupo de cada tipo de elemento

SectBeam=SectAll(SectStory_OutFirst(1):SectStory_OutLast(1),:); % Crea una matriz que
contiene al conjunto de elementos tipo viga
SectCol=SectAll(SectStory_OutFirst(2):SectStory_OutLast(2),:); % Crea una matriz que
contiene al conjunto de elementos tipo columna

[~,SecBS_OutFirst,~] = unique(SectBeam(:,1), 'first'); % Crea una matriz, a partir de la
matriz "SectBeam", con la posición inicial de cada etiqueta del nivel de piso
[~,SecBS_OutLast,~] = unique(SectBeam(:,1), 'last'); % Crea una matriz, a partir de la
matriz "SectBeam", con la posición final de cada etiqueta del nivel de piso

[~,SectCS_OutFirst,~] = unique(SectCol(:,1), 'first'); % Crea una matriz, a partir de la
matriz "SectCol", con la posición inicial de cada etiqueta del nivel de piso
[~,SectCS_OutLast,~] = unique(SectCol(:,1), 'last'); % Crea una matriz, a partir de la
matriz "SectCol", con la posición final de cada etiqueta del nivel de piso

%-----
% RESULTADOS DE LOS CASOS DE CARGA DE VIGAS
[num,text,BLRall]=xlsread('BeamloadCases.xls'); % Datos de carga-lectura hoja de Excel
BLRall([1:3], :)=[]; % Elimina encabezados de la matriz
BLRall(:,[3,6,8,9,10])=[]; % Elimina resultados del pórtico que no son necesarios

BLRall(any(diff(cell2mat(BLRall(:,4)))==0,2),:)=[]; % Elimina filas repetidas

StoryName=BLRall(:,1); % Crea un vector con los nombres de todos los niveles
UnStory = unique(StoryName); % Elimina los nombres repetidos en la matriz "StoryName"
[~,STORYout_first,~] = unique(StoryName, 'first'); % Crea un vector, a partir de la matriz
"StoryName", con la posición inicial de cada etiqueta del nivel de piso
[~,STORYout_last,~] = unique(StoryName, 'last'); % Crea un vector, a partir de la matriz
"StoryName", con la posición final de cada etiqueta del nivel de piso

Cases=BLRall(:,3); % Crea un vector con los nombres de los diferentes casos
UnCases = unique(Cases); % Elimina los nombres repetidos de la matriz "Cases"

%-----
%Asignar nombres a los casos de Carga creados en ETABS
fprintf('\n\n Determine el tipo para cada caso de Carga de la siguiente manera:\n D: Dead
\n L: Live \n Ep: Earthquake Forces due loading acting in the plane (positive direction) \n
Eop: Earthquake Forces due loading acting out of the plane (positive direction) \n');
for TC=1:length(UnCases)
    TableCases = input(['\n Tipo de Carga','(',UnCases{TC},'):\n\n'],'s');

```

```

        chrNumeric(TC,1) = str2num(sprintf('%i',uint16(TableCases)));
    if chrNumeric(TC,1) ~= [68, 76, 69112, 69111112]
    while chrNumeric(TC,1) ~= [68, 76, 69112, 69111112]
        fprintf('\n Does not match \n');
        TableCases = input(['\n Tipo de Carga','(',UnCases{TC},'):\n\n'],'s');
        chrNumeric(TC,1) = str2num(sprintf('%i',uint16(TableCases)));
    end
end
end

GerCases=[UnCases, num2cell(chrNumeric)];
%-----
%Asignar propiedades del material y de la sección, así como factores de reducción de
resistencia
Phi=input(['\n\n ¿Factor de seguridad a flexión? [0.9]: \n\n']);
fc=input(['\n\n ¿Resistencia a la compresión del concreto (MPa)? [28]: \n\n']);
re=input(['\n\n ¿Valor del recubrimiento al centroide de la barra (m)? [0.06]: \n\n']);
Mrf=input(['\n\n ¿Factores de redistribución dados [1=Y/2=N]? [1]: \n\n']);

if isempty(Phi)
    Phi=0.9;
end
if isempty(fc)
    fc=28;
end
if isempty(re)
    re=0.06;
end
if isempty(Mrf)
    Mrf=1;
end
%-----
%Lee el archivo "xlsx" si Mrf=1
if Mrf==1
    [~,~,MomRedFactor]=xlsread('MomentRedistributionFactor.xlsx'); % Factores de redistribución
de elementos - lectura desde el archivo de Excel
    MomRedFactor([1, :])=[]; % Elimina los encabezados de la matriz
    MomRedFactor(:,[1:2])=[]; % Elimina los resultados del pórtico que no son necesarios
    MomRedFactor=cell2mat(MomRedFactor); % Convierte en Matriz
end

for i=1:length(UnStory) % Crea matrices de acuerdo al conjunto de número de pisos
    %-----
    % Cargas en vigas
    Floor{i} = BLRall(STORYout_first(i):STORYout_last(i),:); % Crea matrices de acuerdo al
conjunto de número de pisos

    % Después de la creación de la matriz, que contiene el conjunto de
    % datos por nivel, establece la primera y última posición de acuerdo
    % con la etiqueta de la viga
    [~,BEAMout_first{i},~] = unique(str2double(regexprep(Floor{i}(:,2),'B','0')), 'first');

```

```

[~,BEAMout_last{i},~] = unique(str2double(regexprep(Floor{i}(:,2),'B','0')), 'last');
%-----

% Después de establecer el vector posición de acuerdo con la etiqueta
% de la viga, crea una matriz de acuerdo con la sección de la viga por
% NIVEL
SecBeam_Story{i} = SectBeam(SecBS_OutFirst(i):SecBS_OutLast(i),:);
% Y de acuerdo con la sección de la columna por NIVEL
SecCol_Story{i}= SectCol(SectCS_OutFirst(i):SectCS_OutLast(i),:);

Beam=Floor{i}(:,2); % Crea un vector con los nombres de las vigas
UnBeam = unique(Beam); % Elimina los elementos repetidos del vector "Beam"

for j=1:length(UnBeam) % Agrupa por vigas la matriz "Story"

    Story.(['S' int2str(i)]).(['B' int2str(j)]).(['all']) =
    Floor{i}(BEAMout_first{i}(j):BEAMout_last{i}(j),:);
    Story.(['S' int2str(i)]).(['LB'])(j) = Story.(['S' int2str(i)]).(['B'
    int2str(j)]).(['all'])(end,4); % Longitud de la viga

    [~,Caseout_first.(['S' int2str(i)]).(['B' int2str(j)]),~] = unique(Story.(['S'
    int2str(i)]).(['B' int2str(j)]).(['all'])(:,3), 'first'); % Crea una matriz con la
    posición inicial de las etiquetas de los casos de carga
    [~,Caseout_last.(['S' int2str(i)]).(['B' int2str(j)]),~] = unique(Story.(['S'
    int2str(i)]).(['B' int2str(j)]).(['all'])(:,3), 'last'); % Crea una matriz con la posición
    final de las etiquetas de los casos de carga

    FloorCases=unique(Story.(['S' int2str(i)]).(['B' int2str(j)]).(['all'])(:,3));
    [~, index] = ismember(FloorCases, GerCases(:,1));

    FTCases=cell2mat(GerCases(index,2));

    %-----
    % Crea un vector con la posición de los casos de carga ingresados por el usuario
    Dead=find(FTCases == 68);
    Live=find(FTCases == 76);
    EarthQP=find(FTCases == 69112);
    EarthQOP=find(FTCases == 6911112);
    %-----

    x=0;
    k=1;

    for k=1:length(FTCases) % Agrupa la matriz "Beam" pos casos de carga
    if any(k==EarthQP) || any(k==EarthQOP)
        Story.(['S' int2str(i)]).(['B' int2str(j)]).(['C' int2str(k)])= Story.(['S'
        int2str(i)]).(['B' int2str(j)]).(['all'])(Caseout_first.(['S' int2str(i)]).(['B'
        int2str(j)])(k):Caseout_last.(['S' int2str(i)]).(['B' int2str(j)])(k),:);
        L=Story.(['S' int2str(i)]).(['LB'])(j);
        Ma=abs(Story.(['S' int2str(i)]).(['B' int2str(j)]).(['C' int2str(k)]){1,6});
        Mb=abs(Story.(['S' int2str(i)]).(['B' int2str(j)]).(['C' int2str(k)]){end,6});
    end
    end

```

```

x= [str2num(SecCol_Story{i}{j},4}(3:6))/2;(L-str2num(SecCol_Story{i}{j+1},4}(3:6))/2)];
Rho=(Ma+Mb)/L;
XMo=Ma/Rho;
Vones= (XMo-cell2mat(Story.(['S' int2str(i)]).(['B' int2str(j)]).(['C'
int2str(k)](:,4)))/abs((XMo-cell2mat(Story.(['S' int2str(i)]).(['B' int2str(j)]).(['C'
int2str(k)](:,4)))));
% Calculo del Momento
Story.(['S' int2str(i)]).(['B' int2str(j)]).(['CMom_ij'])(:,k)=Ma-(Rho*x);
Story.(['S' int2str(i)]).(['B' int2str(j)]).(['MomLoads'])(:,k)= Vones .*
cell2mat(Story.(['S' int2str(i)]).(['B' int2str(j)]).(['a11'])(Caseout_first.(['S'
int2str(i)]).(['B' int2str(j)])(k):Caseout_last.(['S' int2str(i)]).(['B'
int2str(j)])(k),6));
else
Story.(['S' int2str(i)]).(['B' int2str(j)]).(['C' int2str(k)])= Story.(['S'
int2str(i)]).(['B' int2str(j)]).(['a11'])(Caseout_first.(['S' int2str(i)]).(['B'
int2str(j)])(k):Caseout_last.(['S' int2str(i)]).(['B' int2str(j)])(k),:);
L=Story.(['S' int2str(i)]).(['LB'])(j);
Ma=Story.(['S' int2str(i)]).(['B' int2str(j)]).(['C' int2str(k)])[1,6];
Mb=Story.(['S' int2str(i)]).(['B' int2str(j)]).(['C' int2str(k)])[end,6];
Prom = (Ma+Mb)/2;
Rho=(Mb-Ma)/L;
Mest=abs(Prom)+max(cell2mat(Story.(['S' int2str(i)]).(['B' int2str(j)]).(['C'
int2str(k)](:,6))));
wu1=8*Mest/(L^2);
x= [(str2num(SecCol_Story{i}{j},4}(3:6))/2); (L-
str2num(SecCol_Story{i}{j+1},4}(3:6))/2)];
% Calculo del Momento
Story.(['S' int2str(i)]).(['B' int2str(j)]).(['CMom_ij'])(:,k)=(0.5*wu1*x.*(L-
x))+(Ma+Rho*x);
Story.(['S' int2str(i)]).(['B' int2str(j)]).(['MomLoads'])(:,k)= cell2mat(Story.(['S'
int2str(i)]).(['B' int2str(j)]).(['C' int2str(k)](:,6));
end
end

CtD=cell2mat(Story.(['S' int2str(i)]).(['B' int2str(j)]).(['C' int2str(k)](:,4));
Fdistance=(str2num(SecCol_Story{i}{j},4}(3:6))/2);
Sdistance=(L-str2num(SecCol_Story{i}{j+1},4}(3:6))/2);
FA_PVDIST= find(CtD>Fdistance,1);
FB_PVDIST= find(CtD>Sdistance,1);

Story.(['S' int2str(i)]).(['B' int2str(j)]).(['VDist']) = [CtD(1:FA_PVDIST-1,1);
(str2num(SecCol_Story{i}{j},4}(3:6))/2) ; CtD(FA_PVDIST:FB_PVDIST-1,1); (L-
str2num(SecCol_Story{i}{j+1},4}(3:6))/2) ; CtD(FB_PVDIST:end,1)];
Story.(['S' int2str(i)]).(['B' int2str(j)]).(['VMDist'])= [Story.(['S'
int2str(i)]).(['B' int2str(j)]).(['MomLoads'])(1:FA_PVDIST-1,:); Story.(['S'
int2str(i)]).(['B' int2str(j)]).(['CMom_ij'])(1,:); Story.(['S' int2str(i)]).(['B'
int2str(j)]).(['MomLoads'])(FA_PVDIST:FB_PVDIST-1,:); Story.(['S' int2str(i)]).(['B'
int2str(j)]).(['CMom_ij'])(2,:); Story.(['S' int2str(i)]).(['B' int2str(j)]).(['
'MomLoads'])(FB_PVDIST:end,:);
FreeLength(i,j)=Sdistance-Fdistance;
ALength(i,j)=L;

```

```

% Posición de los resultados
Story.(['S' int2str(i)].(['Position'])(:,j)=length(Story.(['S' int2str(i)].(['B'
int2str(j)]).(['VDist'])));

M_PVDIST= find(Story.(['S' int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['VDist'])>=(L/2),1);

% Suma de todos los datos por tipo de carga
% Caso "Dead"
if isempty(Dead)
    ADeadM3=0;
else
    ADeadM3=0;
    for w=1:length(Dead)
        ADeadM3=ADeadM3+ Story.(['S' int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['
VMDist'])(:,Dead(w)));
    end
end
% Caso "Live"
if isempty(Live)
    ALiveM3=0;
else
    ALiveM3=0;
    for w=1:length(Live)
        ALiveM3=ALiveM3+ Story.(['S' int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['
VMDist'])(:,Live(w)));
    end
end
% Caso "EarthQP"
if isempty(EarthQP)
    AEarthQPM3=0;
else
    AEarthQPM3=0;
    for w=1:length(EarthQP)
        AEarthQPM3=AEarthQPM3+ Story.(['S' int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['
VMDist'])(:,EarthQP(w)));
    end
end
% Caso "EarthQOP"
if isempty(EarthQOP)
    AEarthQOPM3=0;
else
    AEarthQOPM3=0;
    for w=1:length(EarthQOP)
        AEarthQOPM3=AEarthQOPM3+ Story.(['S' int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['
VMDist'])(:,EarthQOP(w)));
    end
end

% COMBINACIONES DE ANALISIS
% COMBINACIÓN 1

```

```

Story.(['S' int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['COMBO1_AM3'])= 1.4*ADeadM3;
Story.(['S' int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['FCOMBO1_AM3'])= [Story.(['S'
int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['COMBO1_AM3'])(FA_PVDIST);Story.(['S' int2str(i)].(['
'B' int2str(j)]).(['COMBO1_AM3'])(FB_PVDIST+1)];
Story.(['S' int2str(i)].(['EXESC1'])(:,:j)= [Story.(['S' int2str(i)].(['B'
int2str(j)]).(['COMBO1_AM3'])(1);Story.(['S' int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['
'COMBO1_AM3'])(end)];
Story.(['S' int2str(i)].(['MIDC1'])(:,:j) = Story.(['S' int2str(i)].(['B'
int2str(j)]).(['COMBO1_AM3'])(M_PVDIST);
% COMBINACIÓN 2
Story.(['S' int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['COMBO2_AM3'])=
1.2*ADeadM3+1.6*ALiveM3;
Story.(['S' int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['FCOMBO2_AM3'])=[Story.(['S'
int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['COMBO2_AM3'])(FA_PVDIST);Story.(['S' int2str(i)].(['
'B' int2str(j)]).(['COMBO2_AM3'])(FB_PVDIST+1)];
Story.(['S' int2str(i)].(['EXESC2'])(:,:j)= [Story.(['S' int2str(i)].(['B'
int2str(j)]).(['COMBO2_AM3'])(1);Story.(['S' int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['
'COMBO2_AM3'])(end)];
Story.(['S' int2str(i)].(['MIDC2'])(:,:j) = Story.(['S' int2str(i)].(['B'
int2str(j)]).(['COMBO2_AM3'])(M_PVDIST);
% COMBINACIÓN 3
Story.(['S' int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['COMBO3_AM3'])= 1.2*ADeadM3+ALiveM3;
Story.(['S' int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['FCOMBO3_AM3'])=[Story.(['S'
int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['COMBO3_AM3'])(FA_PVDIST);Story.(['S' int2str(i)].(['
'B' int2str(j)]).(['COMBO3_AM3'])(FB_PVDIST+1)];
Story.(['S' int2str(i)].(['EXESC3'])(:,:j)= [Story.(['S' int2str(i)].(['B'
int2str(j)]).(['COMBO3_AM3'])(1);Story.(['S' int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['
'COMBO3_AM3'])(end)];
Story.(['S' int2str(i)].(['MIDC3'])(:,:j) = Story.(['S' int2str(i)].(['B'
int2str(j)]).(['COMBO3_AM3'])(M_PVDIST);
% COMBINACIÓN 4
Story.(['S' int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['COMBO4_AM3'])= 0.9*ADeadM3;
Story.(['S' int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['FCOMBO4_AM3'])=[Story.(['S'
int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['COMBO4_AM3'])(FA_PVDIST);Story.(['S' int2str(i)].(['
'B' int2str(j)]).(['COMBO4_AM3'])(FB_PVDIST+1)];
Story.(['S' int2str(i)].(['EXESC4'])(:,:j)= [Story.(['S' int2str(i)].(['B'
int2str(j)]).(['COMBO4_AM3'])(1);Story.(['S' int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['
'COMBO4_AM3'])(end)];
Story.(['S' int2str(i)].(['MIDC4'])(:,:j) = Story.(['S' int2str(i)].(['B'
int2str(j)]).(['COMBO4_AM3'])(M_PVDIST);
% COMBINACIÓN 5
Story.(['S' int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['COMBO5_AM3'])= AEarthQPM3;
Story.(['S' int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['FCOMBO5_AM3'])=[Story.(['S'
int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['COMBO5_AM3'])(FA_PVDIST);Story.(['S' int2str(i)].(['
'B' int2str(j)]).(['COMBO5_AM3'])(FB_PVDIST+1)];
Story.(['S' int2str(i)].(['EXESC5'])(:,:j)= [Story.(['S' int2str(i)].(['B'
int2str(j)]).(['COMBO5_AM3'])(1);Story.(['S' int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['
'COMBO5_AM3'])(end)];
% COMBINACIÓN 6
Story.(['S' int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['COMBO6_AM3'])= AEarthQOPM3*(0.3);
Story.(['S' int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['FCOMBO6_AM3'])=[Story.(['S'

```

```

int2str(i)))([ 'B' int2str(j)]) .([ 'COMBO6_AM3'])(FA_PVDIST);Story.(['S' int2str(i)]) .([
'B' int2str(j)]) .([ 'COMBO6_AM3'])(FB_PVDIST+1)];
    Story.(['S' int2str(i)]) .(['EXESC6'])(:,j)= [Story.(['S' int2str(i)]) .([ 'B'
int2str(j)]) .([ 'COMBO6_AM3'])(1);Story.(['S' int2str(i)]) .([ 'B' int2str(j)]) .([
'COMBO6_AM3'])(end)];

    % Exporta datos de sismo
    AI=Story.(['S' int2str(i)]) .(['EXESC5'])(:,j)+Story.(['S'
int2str(i)]) .(['EXESC6'])(:,j);
    AII=Story.(['S' int2str(i)]) .(['EXESC5'])(:,j)-Story.(['S'
int2str(i)]) .(['EXESC6'])(:,j);
    AIII=-Story.(['S' int2str(i)]) .(['EXESC5'])(:,j)+Story.(['S'
int2str(i)]) .(['EXESC6'])(:,j);
    AIV=-Story.(['S' int2str(i)]) .(['EXESC5'])(:,j)-Story.(['S'
int2str(i)]) .(['EXESC6'])(:,j);

    DYNAMICRE=[AI, AII, AIII, AIV];
    DynamicEnvelope= [max(DYNAMICRE(1,:)); min(DYNAMICRE(2,:))];

    ErQ(2*i-1:2*i,j)=DynamicEnvelope;

    % COMBINACIONES FINALES
    COMBO1=Story.(['S' int2str(i)]) .([ 'B' int2str(j)]) .([ 'COMBO1_AM3']);
    COMBO2=Story.(['S' int2str(i)]) .([ 'B' int2str(j)]) .([ 'COMBO2_AM3']);
    COMBO3=Story.(['S' int2str(i)]) .([ 'B' int2str(j)]) .([ 'COMBO3_AM3'])+Story.(['S'
int2str(i)]) .([ 'B' int2str(j)]) .([ 'COMBO5_AM3'])+Story.(['S' int2str(i)]) .([ 'B'
int2str(j)]) .([ 'COMBO6_AM3']);
    COMBO4=Story.(['S' int2str(i)]) .([ 'B' int2str(j)]) .([ 'COMBO3_AM3'])+Story.(['S'
int2str(i)]) .([ 'B' int2str(j)]) .([ 'COMBO5_AM3'])-Story.(['S' int2str(i)]) .([ 'B'
int2str(j)]) .([ 'COMBO6_AM3']);
    COMBO5=Story.(['S' int2str(i)]) .([ 'B' int2str(j)]) .([ 'COMBO3_AM3'])-Story.(['S'
int2str(i)]) .([ 'B' int2str(j)]) .([ 'COMBO5_AM3'])+Story.(['S' int2str(i)]) .([ 'B'
int2str(j)]) .([ 'COMBO6_AM3']);
    COMBO6=Story.(['S' int2str(i)]) .([ 'B' int2str(j)]) .([ 'COMBO3_AM3'])-Story.(['S'
int2str(i)]) .([ 'B' int2str(j)]) .([ 'COMBO5_AM3'])-Story.(['S' int2str(i)]) .([ 'B'
int2str(j)]) .([ 'COMBO6_AM3']);
    COMBO7=Story.(['S' int2str(i)]) .([ 'B' int2str(j)]) .([ 'COMBO4_AM3'])+Story.(['S'
int2str(i)]) .([ 'B' int2str(j)]) .([ 'COMBO5_AM3'])+Story.(['S' int2str(i)]) .([ 'B'
int2str(j)]) .([ 'COMBO6_AM3']);
    COMBO8=Story.(['S' int2str(i)]) .([ 'B' int2str(j)]) .([ 'COMBO4_AM3'])+Story.(['S'
int2str(i)]) .([ 'B' int2str(j)]) .([ 'COMBO5_AM3'])-Story.(['S' int2str(i)]) .([ 'B'
int2str(j)]) .([ 'COMBO6_AM3']);
    COMBO9=Story.(['S' int2str(i)]) .([ 'B' int2str(j)]) .([ 'COMBO4_AM3'])-Story.(['S'
int2str(i)]) .([ 'B' int2str(j)]) .([ 'COMBO5_AM3'])+Story.(['S' int2str(i)]) .([ 'B'
int2str(j)]) .([ 'COMBO6_AM3']);
    COMBO10=Story.(['S' int2str(i)]) .([ 'B' int2str(j)]) .([ 'COMBO4_AM3'])-Story.(['S'
int2str(i)]) .([ 'B' int2str(j)]) .([ 'COMBO5_AM3'])-Story.(['S' int2str(i)]) .([ 'B'
int2str(j)]) .([ 'COMBO6_AM3']);

    % ENVOLVENTE
    COMBOS=[COMBO1, COMBO2, COMBO3, COMBO4, COMBO5, COMBO6, COMBO7, COMBO8, COMBO9,

```

```

COMBO10];
Po_ENVE=(COMBOS+abs(COMBOS))/2;
Ne_ENVE=(COMBOS-abs(COMBOS))/2;

Story.(['S' int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['ENVOLVENTE'])= [max(Po_ENVE,[],2),
min(Ne_ENVE,[],2)];
Story.(['S' int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['FACE_ENVOLVENTE'])= [Story.(['S'
int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['ENVOLVENTE'])(FA_PVDIST,2);Story.(['S' int2str(i)].(['
'B' int2str(j)]).(['ENVOLVENTE'])(FB_PVDIST+1,2)];

% FACTOR DE REDISTRIBUCIÓN
vbeta=0.85-0.05*((fc-28)/7);
if vbeta<=0.65
    betaone=0.65;
else
if vbeta>=0.85
    betaone=0.85;
else
    betaone=vbeta;
end
end

if Mrf==1
    Story.(['S' int2str(i)].(['FC'])(:,j)=MomRedFactor(i*2-1:i*2,j);
else
    Story.(['S' int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['RnFc'])(:,1)= abs(Story.(['S'
int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['FACE_ENVOLVENTE']))./(Phi*fc*1000*
str2num(SecBeam_Story{i}{j},4)(3:6))* (str2num(SecBeam_Story{i}{j},4)(8:11))- re)^2);
    Story.(['S' int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['Et'])(:,1)=0.003*((betaone ./ (1-(1-
(2/0.85)*Story.(['S' int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['RnFc'])).^0.5))-1);
    Story.(['S' int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['Mu'])(:,1)= (1-10*Story.(['S'
int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['Et'])(:,1)).* Story.(['S' int2str(i)].(['B'
int2str(j)]).(['FACE_ENVOLVENTE']));

    for z=1:2
        counter=2;
        while 1
            Story.(['S' int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['RnFc'])(z,counter)=abs(Story.(['S'
int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['Mu'])(z,counter-1))/(Phi*fc*1000*
str2num(SecBeam_Story{i}{j},4)(3:6))* (str2num(SecBeam_Story{i}{j},4)(8:11))- re)^2);
            Story.(['S' int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['Et'])(z,counter)=0.003*((0.85/(1-
(1-(2/0.85)*Story.(['S' int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['RnFc'])(z,counter))^0.5))-1);
            Story.(['S' int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['Mu'])(z,counter)=(1-10*Story.(['S'
int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['Et'])(z,counter))*Story.(['S' int2str(i)].(['B'
int2str(j)]).(['Mu'])(z,counter-1);
            counter=counter+1;
            if abs(Story.(['S' int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['Et'])(z,counter-1)-
Story.(['S' int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['Et'])(z,counter-2))/abs(Story.(['S'
int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['Et'])(z,counter-2))*100<=0.01 || (Story.(['S'
int2str(i)].(['B' int2str(j)]).(['Et'])(z,counter-1)*1000 > 20 && Story.(['S'

```

```

int2str(i)))(['B' int2str(j)])(['Et'])(z,counter-2)*1000 > 20) || counter==10
    if (Story(['S' int2str(i)])(['B' int2str(j)])(['Et'])(z,counter-
1)*1000)<0.0075
        Story(['S' int2str(i)])(['FC'])(z,j)=0;
    else
        Story(['S' int2str(i)])(['FC'])(z,j)=min(20, Story(['S' int2str(i)])(['
'B' int2str(j)])(['Et'])(z,counter-1)*1000);
    end
    break
end
end
end
end

end

%-----
% REDISTRIBUCIÓN COMBOS
for l=1:2 %COMBOS asociados a cargas gravitacionales
    NFC=Story(['S' int2str(i)])(['FC']);
    NFC(1,1)=0;
    NFC(2,end)=0;

    MRa= Story(['S' int2str(i)])(['EXESC' int2str(l)])(1,:).*(1-(NFC(1,:)/100));
    MRb= Story(['S' int2str(i)])(['EXESC' int2str(l)])(2,:).*(1-(NFC(2,:)/100));
    Prom = mean(abs(Story(['S' int2str(i)])(['EXESC' int2str(l)])));

    Mmax= Prom + Story(['S' int2str(i)])(['MIDC' int2str(l)]);
    W= 8*Mmax./((Story(['S' int2str(i)])(['LB'])).^2);
    Loadw = W;

    Position1=0;
    Position2=0;

    for j=1:length(UnBeam)
        L = Story(['S' int2str(i)])(['LB'])(j);
        Story(['S' int2str(i)])(['B' int2str(j)])(['COMBO' int2str(l) 'Mx'])= (Loadw(j)
* ((Story(['S' int2str(i)])(['LB'])(j))/2) .* Story(['S' int2str(i)])(['B'
int2str(j)])(['VDist'])-(Loadw(j)/2*(Story(['S' int2str(i)])(['B' int2str(j)])(['
VDist']).^2));
        Story(['S' int2str(i)])(['B' int2str(j)])(['COMBO' int2str(l) 'MRx'])=((MRb(j)-
MRa(j))/L) * Story(['S' int2str(i)])(['B' int2str(j)])(['VDist']) + MRa(j) +
Story(['S' int2str(i)])(['B' int2str(j)])(['COMBO' int2str(l) 'Mx']));

        % Ordena resultados
        Position1=Position2+1;
        Position2=Position2+(Story(['S' int2str(i)])(['Position'])(j));
        M_Pfloor(Position1:Position2,1)= Story(['S' int2str(i)])(['B'
int2str(j)])(['COMBO' int2str(l) '_AM3']);
        MR_Pfloor(Position1:Position2,1)= Story(['S' int2str(i)])(['B' int2str(j)])(['

```

```

'COMBO' int2str(1) 'MRX']);

    % Etiqueta de vigas
    LNames(Position1:Position2,:)=['B' int2str(j)];
    % Etiqueta de posición
    LPosition(Position1:Position2,:)=Story.(['S' int2str(i)]).(['B'
int2str(j)]).(['VDist']);
    % Etiqueta de posición - Gráfica
    XAxeColumns(j)=sum(Story.(['S' int2str(i)]).LB(1:j))-Story.(['S' int2str(i)]).LB(j);
    LPGraphic(Position1:Position2,:)=Story.(['S' int2str(i)]).(['B'
int2str(j)]).(['VDist'])+XAxeColumns(j);
    % Ordena COMBO3
    M_Pfloor(Position1:Position2,3)=Story.(['S' int2str(i)]).(['B'
int2str(j)]).(['COMBO3_AM3']);
    % Ordena COMBO4
    M_Pfloor(Position1:Position2,4)=Story.(['S' int2str(i)]).(['B'
int2str(j)]).(['COMBO4_AM3']);
    % Ordena COMBO5
    M_Pfloor(Position1:Position2,5)=Story.(['S' int2str(i)]).(['B'
int2str(j)]).(['COMBO5_AM3']);
    % Ordena COMBO6
    M_Pfloor(Position1:Position2,6)=Story.(['S' int2str(i)]).(['B'
int2str(j)]).(['COMBO6_AM3']);

end

end

% Extrae carga W para caso 2 (1.2D+1.6L)
AxesW(i,:)=W;

%-----
%COMBO asociado a cargas sísmicas (+EarthQP+0.3*EarthQOP)
for l=3:4
    RD= abs(Story.(['S' int2str(i)]).(['EXESC5'])(2,:) + Story.(['S'
int2str(i)]).(['EXESC6'])(2,:) + Story.(['S' int2str(i)]).(['EXESC' int2str(1)])(2,:)).*
(Story.(['S' int2str(i)]).(['FC'])(2,:)/100);
    MRa= Story.(['S' int2str(i)]).(['EXESC5'])(1,1) + Story.(['S'
int2str(i)]).(['EXESC6'])(1,1) + RD(1,length(RD));
    MRa(2:length(RD))=Story.(['S' int2str(i)]).(['EXESC5'])(1,2:length(RD))+ Story.(['S'
int2str(i)]).(['EXESC6'])(1,2:length(RD)) + RD(:,1:length(RD)-1);
    MRb= Story.(['S' int2str(i)]).(['EXESC5'])(2,:) + Story.(['S'
int2str(i)]).(['EXESC6'])(2,:) + RD;

    Position1=0;
    Position2=0;

    for j=1:length(UnBeam)
        L = Story.(['S' int2str(i)]).(['LB'])(j);
        Earthquake=-((abs(MRb(j))+abs(MRa(j)))/L) * Story.(['S' int2str(i)]).(['B'
int2str(j)]).(['VDist']) + MRa(j);

```

```

    %Sorting Results
    Position1=Position2+1;
    Position2=Position2+(Story.(['S' int2str(i)]).(['Position'])(j));
    MR_Pfloor(Position1:Position2,1)= Earthquake;
end

end

%-----
%COMBO asociado a cargas sísmicas (+EarthQP-0.3*EarthQOP)
for l=3:4
    RD= abs(Story.(['S' int2str(i)]).(['EXESC5'])(2,:) - Story.(['S'
int2str(i)]).(['EXESC6'])(2,:) + Story.(['S' int2str(i)]).(['EXESC' int2str(l)])(2,:)).*
(Story.(['S' int2str(i)]).(['FC'])(2,:)/100);
    MRA= Story.(['S' int2str(i)]).(['EXESC5'])(1,1) - Story.(['S'
int2str(i)]).(['EXESC6'])(1,1) + RD(1,length(RD));
    MRA(2:length(RD))=Story.(['S' int2str(i)]).(['EXESC5'])(1,2:length(RD)) - Story.(['S'
int2str(i)]).(['EXESC6'])(1,2:length(RD)) + RD(:,1:length(RD)-1);
    MRb= Story.(['S' int2str(i)]).(['EXESC5'])(2,:) - Story.(['S'
int2str(i)]).(['EXESC6'])(2,:) + RD;

    Position1=0;
    Position2=0;

    for j=1:length(UnBeam)
        L = Story.(['S' int2str(i)]).(['LB'])(j);
        Earthquake=-((abs(MRb(j))+abs(MRA(j)))/L) * Story.(['S' int2str(i)]).(['B'
int2str(j)]).(['VDist']) + MRA(j);

    % Ordena resultados
    Position1=Position2+1;
    Position2=Position2+(Story.(['S' int2str(i)]).(['Position'])(j));
    MR_Pfloor(Position1:Position2,l+2)= Earthquake;
end

end

%-----
for l=3:4
    % COMBO asociado a cargas sísmicas (-EarthQP+0.3*EarthQOP)
    RD= abs(- Story.(['S' int2str(i)]).(['EXESC5'])(1,:) + Story.(['S'
int2str(i)]).(['EXESC6'])(1,:) + Story.(['S' int2str(i)]).(['EXESC' int2str(l)])(1,:)).*
(Story.(['S' int2str(i)]).(['FC'])(1,:)/100);
    MRb(length(RD))= - Story.(['S' int2str(i)]).(['EXESC5'])(2,end)+ Story.(['S'
int2str(i)]).(['EXESC6'])(2,end) + RD(1);
    MRb(1:length(RD)-1)= - Story.(['S' int2str(i)]).(['EXESC5'])(2,1:length(RD)-1)+
Story.(['S' int2str(i)]).(['EXESC6'])(2,1:length(RD)-1)+RD(:,2:length(RD));
    MRA= - Story.(['S' int2str(i)]).(['EXESC5'])(1,:) + Story.(['S'
int2str(i)]).(['EXESC6'])(1,:) + RD;

    Position1=0;
    Position2=0;

    for j=1:length(UnBeam)

```

```

        L = Story.(['S' int2str(i)]).(['LB'])(j);
        Earthquake=((abs(MRb(j))+abs(MRa(j)))/L) * Story.(['S' int2str(i)]).(['B'
int2str(j)]).(['VDist']) + MRa(j);

        % Ordena Resultados
        Position1=Position2+1;
        Position2=Position2+(Story.(['S' int2str(i)]).(['Position'])(j));
        MR_Pfloor(Position1:Position2,1+4)= Earthquake;
    end
end

%-----
for l=3:4
% COMBO asociado a cargas sísmicas (-EarthQP-0.3*EarthQP)
    RD= abs(- Story.(['S' int2str(i)]).(['EXESC5'])(1,:) - Story.(['S'
int2str(i)]).(['EXESC6'])(1,:) + Story.(['S' int2str(i)]).(['EXESC' int2str(l)])(1,:)).*
(Story.(['S' int2str(i)]).(['FC'])(1,:)/100);
    MRb(length(RD))= - Story.(['S' int2str(i)]).(['EXESC5'])(2,end)- Story.(['S'
int2str(i)]).(['EXESC6'])(2,end) + RD(1);
    MRb(1:length(RD)-1)= - Story.(['S' int2str(i)]).(['EXESC5'])(2,1:length(RD)-1)-
Story.(['S' int2str(i)]).(['EXESC6'])(2,1:length(RD)-1)+RD(:,2:length(RD));
    MRa= - Story.(['S' int2str(i)]).(['EXESC5'])(1,:) - Story.(['S'
int2str(i)]).(['EXESC6'])(1,:) + RD;

    Position1=0;
    Position2=0;

    for j=1:length(UnBeam)
        L = Story.(['S' int2str(i)]).(['LB'])(j);
        Earthquake=((abs(MRb(j))+abs(MRa(j)))/L) * Story.(['S' int2str(i)]).(['B'
int2str(j)]).(['VDist']) + MRa(j);

        % Ordena Resultados
        Position1=Position2+1;
        Position2=Position2+(Story.(['S' int2str(i)]).(['Position'])(j));
        MR_Pfloor(Position1:Position2,1+6)= Earthquake;
    end
end

%-----
% Combos Elásticos y Redistribuidos
COMBO1= M_Pfloor(:,1);
COMBO2= M_Pfloor(:,2);
COMBO3= M_Pfloor(:,3)+M_Pfloor(:,5)+M_Pfloor(:,6);
COMBO4= M_Pfloor(:,3)+M_Pfloor(:,5)-M_Pfloor(:,6);
COMBO5= M_Pfloor(:,3)-M_Pfloor(:,5)+M_Pfloor(:,6);
COMBO6= M_Pfloor(:,3)-M_Pfloor(:,5)-M_Pfloor(:,6);
COMBO7= M_Pfloor(:,4)+M_Pfloor(:,5)+M_Pfloor(:,6);
COMBO8= M_Pfloor(:,4)+M_Pfloor(:,5)-M_Pfloor(:,6);
COMBO9= M_Pfloor(:,4)-M_Pfloor(:,5)+M_Pfloor(:,6);
COMBO10= M_Pfloor(:,4)-M_Pfloor(:,5)-M_Pfloor(:,6);

COMBO1R= MR_Pfloor(:,1);

```

```

COMBO2R= MR_Pfloor(:,2);
COMBO3R= M_Pfloor(:,3)+MR_Pfloor(:,3);
COMBO4R= M_Pfloor(:,3)+MR_Pfloor(:,5);
COMBO5R= M_Pfloor(:,3)+MR_Pfloor(:,7);
COMBO6R= M_Pfloor(:,3)+MR_Pfloor(:,9);
COMBO7R= M_Pfloor(:,4)+MR_Pfloor(:,4);
COMBO8R= M_Pfloor(:,4)+MR_Pfloor(:,6);
COMBO9R= M_Pfloor(:,4)+MR_Pfloor(:,8);
COMBO10R= M_Pfloor(:,4)+MR_Pfloor(:,10);

RESUMEN=[COMBO1R, COMBO2R, COMBO3R, COMBO4R, COMBO5R, COMBO6R, COMBO7R, COMBO8R,
COMBO9R, COMBO10R];
Po_RESUMEN=(RESUMEN+abs(RESUMEN))/2;
Ne_RESUMEN=(RESUMEN-abs(RESUMEN))/2;

ERESUMEN=[COMBO1, COMBO2, COMBO3, COMBO4, COMBO5, COMBO6, COMBO7, COMBO8, COMBO9,
COMBO10];
Po_ERESUMEN=(ERESUMEN+abs(ERESUMEN))/2;
Ne_ERESUMEN=(ERESUMEN-abs(ERESUMEN))/2;

% Envolvente de Redistribución de Momentos y Matriz de resultados
Story.(['S' int2str(i)]).(['ENVOL_REDIST'])= [max(Po_RESUMEN,[],2),
min(Ne_RESUMEN,[],2)];
Story.(['S' int2str(i)]).(['E_ENVOL_REDIST'])= [max(Po_ERESUMEN,[],2),
min(Ne_ERESUMEN,[],2)];
Story.(['S' int2str(i)]).(['MATRIZ_RESULT'])=[LPGraphic,LPosition, COMBO1, COMBO1R,
COMBO2, COMBO2R, COMBO3, COMBO3R, COMBO4, COMBO4R, COMBO5, COMBO5R, COMBO6, COMBO6R,
COMBO7, COMBO7R, COMBO8, COMBO8R, COMBO9, COMBO9R, COMBO10, COMBO10R, Story.(['S'
int2str(i)]).(['E_ENVOL_REDIST'])(:,1), Story.(['S' int2str(i)]).(['
'E_ENVOL_REDIST'])(:,2),Story.(['S' int2str(i)]).(['ENVOL_REDIST'])(:,1), Story.(['S'
int2str(i)]).(['ENVOL_REDIST'])(:,2)];

%-----
% Exporta resultados por piso

textHeader1={'','','1.4D','','1.2D+1.6L','','1.2D+L+Ep+0.3Eop','','1.2D+L+Ep-
0.3Eop','','1.2D+L-Ep+0.3Eop','','1.2D+L-Ep-0.3Eop','','0.9D+Ep+0.3Eop','','0.9D+EP-
0.3Eop','','0.9D-Ep+0.3Eop','','0.9D-Ep-0.3Eop','','ELASTIC ENVELOPE','','ENVELOPE
REDISTRIBUTE',''};
textHeader2={'Beam','Dist','Elastic','Redistributed',
'Elastic','Redistributed','Elastic','Redistributed','Elastic','Redistributed','Elastic','Re
distributed','Elastic','Redistributed','Elastic','Redistributed','Elastic','Redistributed',
'Elastic','Redistributed','Elastic','Redistributed','Min','Max','Min','Max'};
output = [textHeader1;textHeader2; LNames, num2cell(Story.(['S' int2str(i)]).(['
MATRIZ_RESULT'])(:,2:end))];

xlswrite('BeamMomRedis',output,['Floor' num2str(i)],'A1');

xlswrite('DataForCD',Axesw,1,'A1');
xlswrite('DataForCD',FreeLength,2,'A1');
xlswrite('DataForCD',ALength,3,'A1');

```

```

x1swrite('DataForCD',ErQ,4,'A1');

% GRÁFICA
% Envolvente Redistribuida
subplot(length(UnStory),1,length(UnStory)+1-i, 'replace');
REone=plot(Story.(['S' int2str(i)]).(['MATRIZ_RESULT'])(:,1),Story.(['S' int2str(i)]).(['MATRIZ_RESULT'])(:,25),'b-', 'Linewidth', 1, 'LineSmoothing','on');
hold on
REtwo=plot(Story.(['S' int2str(i)]).(['MATRIZ_RESULT'])(:,1),Story.(['S' int2str(i)]).(['MATRIZ_RESULT'])(:,26),'b-', 'Linewidth', 1, 'LineSmoothing','on');
% Envolvente Elástica
EEone=plot(Story.(['S' int2str(i)]).(['MATRIZ_RESULT'])(:,1),Story.(['S' int2str(i)]).(['MATRIZ_RESULT'])(:,23),'r-', 'Linewidth', 1, 'LineSmoothing','on');
EETwo=plot(Story.(['S' int2str(i)]).(['MATRIZ_RESULT'])(:,1),Story.(['S' int2str(i)]).(['MATRIZ_RESULT'])(:,24),'r-', 'Linewidth', 1, 'LineSmoothing','on');
% Guías para graficar los ejes de las columnas
AxesRight=[XAxColumns,sum(Story.(['S' int2str(i)]).LB)] + str2double(cellfun(@(x) x(3:6), SecCol_Story{i}(:,4), 'UniformOutput', false))/2;
SP = AxesRight'; % puntos para dibujar la línea vertical
yL = get(gca,'YLim');
line([SP SP],yL,'Color','k','Linewidth',1); % línea vertical

AxesLeft=[XAxColumns,sum(Story.(['S' int2str(i)]).LB)] - str2double(cellfun(@(x) x(3:6), SecCol_Story{i}(:,4), 'UniformOutput', false))/2;
SP = AxesLeft'; % puntos para dibujar la línea vertical
yL = get(gca,'YLim');
line([SP SP],yL,'Color','k','Linewidth',1); % línea vertical

AxesCentral=[XAxColumns,sum(Story.(['S' int2str(i)]).LB)];
SP = AxesCentral'; % puntos para dibujar la línea vertical
yL = get(gca,'YLim');
line([SP SP],yL,'Color','k','LineStyle','-','Linewidth',1); % línea vertical

axis ij; % Ejes invertidos
axis tight; % Ajusta los límites de la gráfica
grid off;
set(gca,'xtick',[]);
set(gca,'xticklabel',[]);
set(gca,'ytick',[]);
hline = refline([0 0]);% Edita los ejes x
set(hline,'color','k');
set(hline,'Linewidth',1);
set(hline,'LineStyle','-');
pbaspect([4 0.25 1])% Escala las gráficas
title(['Piso ' num2str(i)], 'FontSize',12, 'FontWeight','bold', 'Color','k')

end

suptitle({'Redistribución de Momentos en un Pórtico Plano'; 'Longitud (m) - Momento (kN.m)'});

```

```
legend([REone EEone],{'Momentos redistribuidos','Momentos Elásticos'},'Location','best'); %  
Inserta leyenda
```

[Published with MATLAB® R2014a](#)

Anexo C. Ecuaciones de cortante según la metodología propuesta en Englekirk 2003.

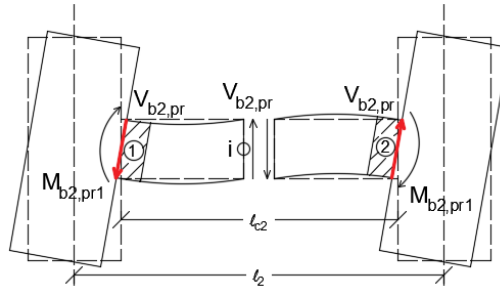
Englekirk 2003 recomienda un enfoque conservador en el que los valores de cortante de diseño se encuentran en función de la ubicación de la columna en la edificación. Tres regiones necesitan ser consideradas: el nivel más bajo o primer nivel, niveles intermedios y el nivel superior. La deducción de cada una de las ecuaciones se muestra a continuación:

- **Columnas de niveles intermedios.** Conforme al mecanismo cinemático aceptado (Figura 3), en el cual no se espera una plastificación de las columnas de pisos intermedios, el cortante impuesto en estos elementos alcanzara su máximo valor cuando las rótulas plásticas se formen en los extremos de las vigas adyacentes a la cara de la columna que intersectan.

Realizando cortes en los puntos de inflexión de los elementos que intersectan un nodo en el plano, se obtiene un diagrama de cuerpo libre como el mostrado en la Figura 48. Inicialmente los valores de fuerza cortante de las vigas en el centro de la luz pueden calcularse a partir de la condición de equilibrio de una viga estáticamente determinada por los momentos probables desarrollados en sus extremos (Figura 47), tal que implementando la ecuación simplificada en el cálculo de momento probable (ecuación (10)), para la viga 2 de la Figura 48 se tiene que:

$$\begin{aligned}\sum^{+\infty} M_i &= 0; \\ M_{b2,pr1} + V_{b2,pr} * \frac{\ell_{c2}}{2} &= 0; \\ V_{b2,pr} &= \frac{M_{b2,pr1}}{\ell_{c2}/2}; \\ V_{b2,pr} &= \frac{\lambda_o f_y A_s (d - d')}{\ell_{c2}/2}\end{aligned}\tag{63}$$

Figura 47. Deformación de una viga de un pórtico a estado límite último.



Fuente: Adaptado de ENGLEKIRK, Robert E. Deformación de una viga de un pórtico a estado límite último. [imagen]. Seismic design of reinforced and precast concrete buildings. 1a edición. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, Inc. 2003. 825 p.

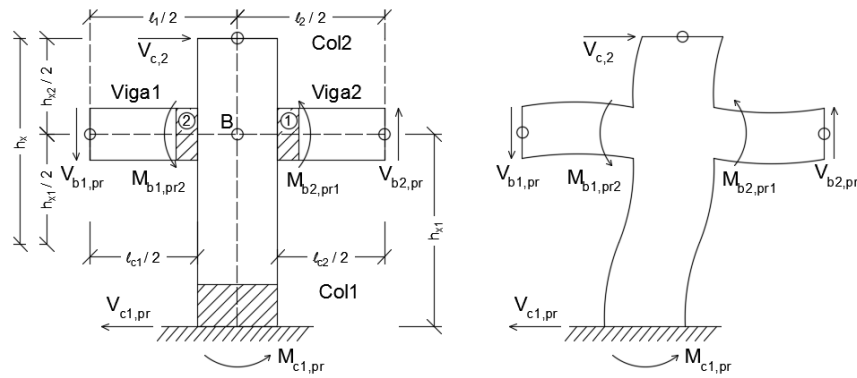
De manera análoga para la viga 1:

$$V_{b1,pr} = \frac{M_{b1,pr2}}{\ell_{c1}/2} = \frac{\lambda_o f_y A'_s (d - d')}{\ell_{c1}/2} \quad (64)$$

- Realizando sumatoria de momentos con respecto a A (Figura 48), la relación generalizada entre los momentos de las vigas y el cortante de la columna es:

$$\begin{aligned}
\sum^{+\infty} M_A &= 0; \\
V_{c2} h_x - V_{b1,pr} \frac{\ell_1}{2} - V_{b2,pr} \frac{\ell_2}{2} &= 0; \\
V_{c2} h_x - \frac{M_{b1,pr2}}{(\ell_{c1}/2)} \frac{\ell_1}{2} - \frac{M_{b2,pr1}}{(\ell_{c2}/2)} \frac{\ell_2}{2} &= 0; \\
V_{c2} h_x - M_{b1,pr2} \frac{\ell_1}{\ell_{c1}} - M_{b2,pr1} \frac{\ell_2}{\ell_{c2}} &= 0; \\
V_{c2} h_x - \sum M_{b,pr} (\ell/\ell_c) &= 0; \\
V_{c2} &= \frac{\sum M_{b,pr} (\ell/\ell_c)}{h_x}
\end{aligned} \tag{65}$$

Figura 48. Diagrama de cuerpo libre de una columna de nivel intermedio.



Fuente: Adaptado de ENGLEKIRK, Robert E. Diagrama de cuerpo libre de una columna de nivel intermedio. [imagen]. Seismic design of reinforced and precast concrete buildings. 1a edición. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, Inc. 2003. 825 p.

Una expansión de la ecuación (65) resulta en:

$$V_{c2} = \frac{\lambda_o f_y A'_s (d - d') \frac{\ell_1}{\ell_{c1}} + \lambda_o f_y A_s (d - d') \frac{\ell_2}{\ell_{c2}}}{h_x} \tag{66}$$

Si se desea conocer el valor de V_{c1} (sumatoria de momentos con respecto a C, Figura 48), se obtiene la misma ecuación, por lo tanto $V_{c2} = V_{c1} = V_c$. A su vez, Englekirk²⁴² recomienda simplificar la ecuación asumiendo que la longitud centro a centro de la viga dividida por la luz libre puede ser aproximadamente igual a 1.1 (1/0.9). Esta simplificación produce la siguiente relación:

$$V_c = \frac{1.1(A'_s + A_s)(d - d')\lambda_o f_y}{h_x} \quad (67)$$

Para tomar en cuenta las “acciones dinámicas y otras incertidumbres”, Englekirk²⁴³ basado en Paulay y Priestley, recomienda incrementar el valor de la ecuación (67) en un 30%, lo que es razonable de acuerdo a los resultados también obtenidos por Visnjic; Panagiotou y Moehle²⁴⁴, y por lo tanto:

$$V_{cu} = 1.3V_c = \frac{1.45(A'_s + A_s)(d - d')\lambda_o f_y}{h_x} \quad (68)$$

El método así descrito, conduce al cálculo de dos posibles valores de cortante por cada columna y debe seleccionarse el mayor de los valores obtenidos.

Debido a que en columnas del piso inferior y superior se espera la formación de rótulas plásticas, Englekirk²⁴⁵ expresa que las fuerzas cortantes demandadas en estos elementos no dependen únicamente de la capacidad de las vigas, sino que deberá también considerarse la resistencia probable a flexión de las columnas. Este aspecto es importante, especialmente en los elementos del primer nivel, ya que

²⁴² ENGLEKIRK, Op.cit., p. 131.

²⁴³ Ibid., p. 131,227.

²⁴⁴ VISNJIC; PANAGIOTOU y MOEHLE, Op.cit., p. 9.

²⁴⁵ ENGLEKIRK, Op.cit., p. 133.

puede ocurrir una reducción significativa de la ductilidad a causa de un deterioro por cortante.

- **Columnas del primer nivel.** La investigación realizada por Visnjic; Panagiotou y Moehle²⁴⁶ demuestra que en un mecanismo de desplazamiento como el descrito por la Figura 3, puede esperarse el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas en la base de las columnas del primer nivel y en las vigas a lo largo de edificación. Esta condición para los elementos del primer piso puede representarse mediante el diagrama de cuerpo libre mostrado en la Figura 49.

Conociendo el valor de la fuerza cortante $V_{c2} = \sum M_{b,pr}(\ell/\ell_c)/h_x$, (ecuación (65)) y asumiendo $\ell/\ell_c = 1.1$, de la sumatoria de momentos con respecto a B se tiene:

$$\begin{aligned}
 \sum^{+\infty} M_B &= 0; \\
 V_{c2} \frac{h_x}{2} + V_{c1,pr} h_{x1} - V_{b1,pr} \frac{\ell_1}{2} - V_{b2,pr} \frac{\ell_2}{2} - M_{c1,pr} &= 0; \\
 \frac{\sum M_{b,pr}(\ell/\ell_c) h_x}{h_x} \frac{h_x}{2} + V_{c1,pr} h_{x1} - \sum M_{b,pr}(\ell/\ell_c) - M_{c1,pr} &= 0; \\
 V_{c1,pr} h_{x1} - 0.5 \sum M_{b,pr}(\ell/\ell_c) - M_{c1,pr} &= 0; \\
 \frac{0.5 \sum M_{b,pr}(\ell/\ell_c) + M_{c1,pr}}{h_{x1}} &= V_{c1,pr}; \\
 \frac{0.5 \left[\lambda_o f_y A'_s (d - d') \frac{\ell_1}{\ell_{c1}} + \lambda_o f_y A_s (d - d') \frac{\ell_2}{\ell_{c2}} \right] + M_{c1,pr}}{h_{x1}} &= V_{c1,pr}; \\
 \frac{0.55 [(A'_s + A_s)(d - d') \lambda_o f_y] + M_{c1,pr}}{h_{x1}} &= V_{c1,pr}
 \end{aligned} \tag{69}$$

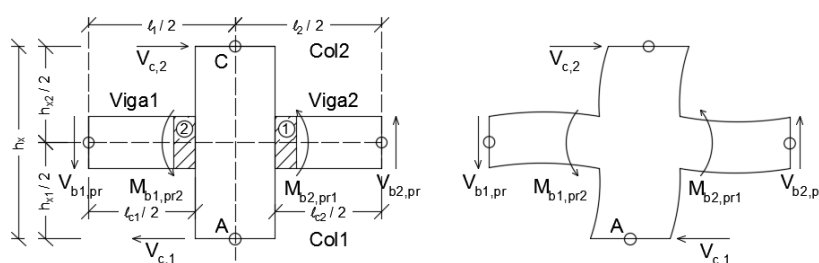
Las suposiciones asumidas en relación a la consideración de puntos de inflexión en la altura media de la columna, podría resultar, según Visnjic; Panagiotou y Moehle²⁴⁷, análogo a asumir que el momento resistente, $\sum M_{b,pr}$, en un nodo estáticamente indeterminado se divide en partes iguales entre la columna por

²⁴⁶ VISNJIC; PANAGIOTOU y MOEHLE, Op.cit., p. 11.

²⁴⁷ Ibid., p. 8.

encima y por debajo de dicho nodo. De acuerdo con Englekirk²⁴⁸, la altura de la columna h_{x1} debe tomarse como la distancia entre el eje central de la viga y la cara de la cimentación o del punto de base fija, sin embargo puede aceptarse como la distancia desde el nivel del terreno o del primer piso, lo que sería conservador según la ecuación (69).

Figura 49. Diagrama de cuerpo libre de una columna de primer nivel.



Fuente: Adaptado de ENGLEKIRK, Robert E. Diagrama de cuerpo libre de una columna de primer nivel. [imagen]. Seismic design of reinforced and precast concrete buildings. 1a edición. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, Inc. 2003. 825 p.

El valor de cortante así calculado representa la demanda esperada en el extremo inferior de la columna del primer nivel. Debido a la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas, Paulay²⁴⁹ argumenta que la longitud del vano se incrementara viéndose afectadas particularmente las columnas del primer nivel y recomienda, en Paulay²⁵⁰, asumir el mismo valor en el extremo superior de estos elementos.

- **Columnas del último nivel o columnas superiores.** El diseñador puede escoger si desea permitir la formación de rótulas plásticas en las vigas o en las columnas. Cuando las rótulas plásticas pueden desarrollarse en las columnas del último nivel

²⁴⁸ ENGLEKIRK, Op.cit., p. 125.

²⁴⁹ PAULAY, The Philosophy and Application of Capacity Design, Op.cit., p. 124,127.

²⁵⁰ PAULAY, Seismic design of concrete structures the present needs of societies, Op.cit., p. 16.

antes de que se inicie la fluencia en las vigas que las intersectan (Figura 6), el cortante de la columna puede ser evaluado de la misma forma que en las columnas del primer nivel (diagrama de cuerpo libre invertido) usando la ecuación (69):

$$V_{cu1,pr} = \frac{0.55[(A'_s + A_s)(d - d')\lambda_o f_y] + M_{c1,pr}}{h_{x1}} \quad (70)$$

Donde para este caso $M_{c1,pr}$ representa el momento probable de la columna del último nivel en el extremo superior y $(A'_s + A_s)$ representa la combinación de áreas de aceros para las vigas que intersectan el extremo inferior de la columna bajo estudio. Esto implica la formación de una rótula en el extremo superior de la columna, donde el refuerzo transversal debe ser proporcionado para asegurar una adecuada ductilidad rotacional, y los empalmes por traslapo de las barras longitudinales deben ser dispuestas en la altura media. Se recomienda que sean realizadas las mismas consideraciones de columnas del primer nivel para la determinación del cortante en el extremo inferior del elemento.

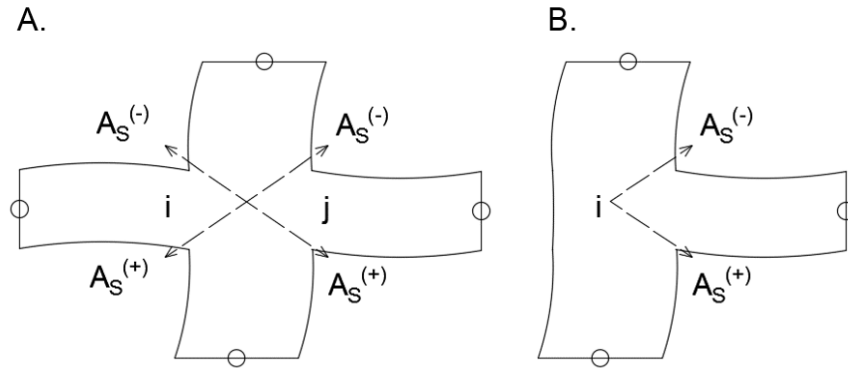
Cuando las columnas en el piso superior son diseñadas para desarrollar simultáneamente rótulas plásticas en ambos extremos, el diseño por cortante es el mismo que para vigas.

Con base a lo recomendado en Cano los cortantes pueden determinarse a partir de la mayor suma de áreas de aceros de las combinaciones de la ecuación (71), para columnas de nodos interiores, o de la ecuación (72), para columnas de nodos exteriores:

$$A_s^{(-)i} + A_s^{(+)j} \quad \text{o} \quad A_s^{(+)i} + A_s^{(-)j} \quad (71)$$

$$A_s^{(-)i} \quad \text{o} \quad A_s^{(+)i} \quad (72)$$

Figura 50. Posibles combinaciones de áreas de acero en un nodo de un pórtico de concreto reforzado. Nodo interior (A) y Nodo exterior (B).



Fuente: adaptado de CANO, L. Posibles combinaciones de áreas de acero en un nodo de un pórtico de concreto reforzado. Nodo interior (A) y Nodo exterior (B). [imagen]. Diseño de Porticos de Concreto con Criterios de Sismo Resistencia. Concreto Reforzado. Colombia. 2010.

Anexo D. Procedimiento de diseño o secuencia de diseño por capacidad para el comportamiento estructural predecible de pórticos dúctiles de concreto resistentes a momentos

Un análisis al diseño por capacidad propuesto por la NSR-10 en las secciones previas, expone los principales puntos sobre los cuales el código debe prestar cuidadosa atención y debe realizar un ajuste tal que la filosofía de diseño en la cual se fundamenta conduzca a una identificación explícita del mecanismo no lineal de respuesta y por ende del comportamiento global de la estructura.

A través de la Tabla 12 es claro que las mayores discrepancias se encuentran en el diseño a flexión y cortante de las columnas, por lo tanto, la condición de partida que hace viable y coherente la comparación entre estas metodologías se encuentra en un análisis bajo las mismas condiciones de demandas de diseño, obtenidas a partir del análisis elástico, y de las demandas probables de las vigas a partir del acero de refuerzo realmente suministrado.

En la Tabla 12 se plantea una secuencia de pasos que permiten calibrar los requisitos de la NSR-10, a la luz de la filosofía del diseño por capacidad, con respecto a los requisitos establecidos en Paulay y Priestley, donde el paso uno y dos se toman como comunes en ambos procedimientos, salvo que se han incorporado mejoras asociadas a la optimización y a la seguridad o reducción de la probabilidad de excedencia.

Tabla 12. Procedimiento de calibración de los modelos.

Pasos	Descripción
Paso 1	Selección del modelo 1: La selección del modelo estructural, acorde a los objetivos del presente estudio, debe ser representativo de las edificaciones convencionales del país, por lo tanto adicional a lo exigido

Tabla 12. Continuación

Pasos	Descripción
Paso 1	por el código, el dimensionado y diseño de los elementos debe buscar el cumplimiento de los siguientes criterios: - Propiedades de la sección de concreto: La rigidez estimada en el análisis elástico debe anticipar el grado de agrietamiento que puede resultar de la intensidad de las fuerzas sísmicas laterales de diseño sobre la estructura para satisfacer los criterios a estado de serviciabilidad o a estado limite ultimo Paulay. Desde un punto de vista del diseño basado en fuerzas, la consideración de una rigidez efectiva (sección agrietada) resultara en mayores valores del periodo fundamental con respecto a los obtenidos usando una rigidez bruta. Las estructuras analizadas al corresponder a edificaciones de cinco pisos presentaran un periodo fundamental que oscilara entre 0.5 y 0.6s, por lo que las demandas de fuerza sísmica permanecerán en el rango dado por la meseta del espectro de aceleraciones, que en cumplimiento de los mismos requisitos de deriva podría conllevar a un aumento de la sección de los elementos. Sin embargo, independiente de las consideraciones de una sección fisurada o no fisurada, la comparación entre los diseños A y B siempre será válida puesto que las demandas provienen del mismo modelo y por lo tanto de las mismas consideraciones iniciales, afectando las acciones de diseño en las mismas proporciones. - Cuantía de acero en columnas: La secciones transversales deben proporcionar resistencia a flexo compresión utilizando cuantías de refuerzo longitudinal que se encuentren dentro de los limites construibles. Aunque la NSR-10, Sec.C.10.9.1, establece una cuantía de diseño entre el 1% y el 4%, es preferible, cuantías de refuerzo en el rango de 0.01 a 0.03 que prevengan el congestionamiento del refuerzo y eviten el desarrollo de grandes cantidades de tensiones cortantes en la columna. Cuantías superiores al 3% constituyen una solución poco económica²⁵¹. - Valores de carga axial en columnas: la información recopilada por Moehle y Hooper²⁵¹ advierte que la máxima fuerza axial permitida para una columna con refuerzo transversal es $P_u = 0.52P_o$ (P_o = carga axial pura),

²⁵¹ MOEHLE y HOOPER, Op.cit., p. 21-22.

Tabla 12. Continuación

Pasos	Descripción
Paso 1	- dicho valor límite exige detalles de refuerzo transversal que complicaría la construcción. Valores de carga axial en columnas que satisfagan $P_u \leq 0.3A_g f'_c$ (con A_g igual al área bruta de la sección y f'_c la resistencia a compresión del concreto) pueden presentar un buen desempeño con una distribución del refuerzo factible de disponer en construcción. Aunque la máxima carga axial permitida en una columna con adecuado confinamiento es $P_u = 0.52P_o$, para este valor generalmente se requieren detalles de refuerzo transversal que dificultan el proceso constructivo, con el fin de evitar el congestionamiento del refuerzo y aun así obtener un buen desempeño de los elementos. Se sugiere no superar valores de carga $P_u \leq 0.3A_g f'_c$. Adicionalmente Englekirk²⁵² recomienda suministrar una reserva de ductilidad a la columna garantizando que en los diagramas de interacción las cargas previstas se encuentren por debajo de la carga axial balanceada P_b. - Cuantía de acero en vigas: Pese a que la NSR-10 en la sección C. 21.5.2.1 permite una cuantía de refuerzo en vigas de hasta 0,025, Moehle y Hooper²⁵³ argumentan que por razones constructivas y a fin de mantener las fuerzas cortantes en nodos dentro de rangos razonables, es apropiado mantener dichos valores de cuantía hasta un límite de 0,01. - Luz de la viga: Moehle y Hooper²⁵⁴ enfatiza que en pórticos de concreto reforzado especiales a momento, luces de vigas entre 6 y 9 metros son económicas, vigas cuya altura permite portar tanto las cargas gravitacionales como resistir los efectos de las fuerzas sísmicas sin representar esto una sobrecarga en las columnas y nodos adyacentes. La luz libre de la viga no debe ser menor a 4 veces su altura efectiva. - Dimensiones de vigas menores a las dimensiones de columnas: Moehle y Hooper²⁵⁴ explican que para mejorar la transferencia de fuerza, se requiere limitar la relación de aspecto tal que la altura de la viga no exceda dos veces la altura de la columna que intersecta en la dirección de análisis del pórtico. Aunque la NSR-10 permite bajo ciertas restricciones, vigas más anchas que las columnas donde se apoyan, se sugiere no adoptar este tipo de configuración con el propósito de evitar un congestionamiento del acero y el mal desempeño del nodo. - No se incluye el refuerzo de la losa

²⁵² ENGLEKIRK, Op.cit., p. 245-247.

²⁵³ MOEHLE y HOOPER, Op.cit., p. 13.

²⁵⁴ Ibid., p. 3.

Tabla 12. Continuación

Pasos	Descripción	
Paso 2	Diseño a flexión de vigas del pórtico plano: Diseñar el refuerzo a flexión de conformidad a lo exigido por la NSR-10. Implementar un factor de sobrerresistencia de la sección crítica (rótula plástica) igual a 1.35.	
Paso 3	Diseño a cortante de vigas del pórtico plano: Determinar los valores de fuerza cortante según la sección C.21.6.4.1 de la NSR-10 y satisfacer los demás requisitos del código.	
Paso 4	Diseño a flexo-compresión de Columnas del pórtico plano (Diseño 1A): Determinar las demandas en columnas a partir de las solicitaciones del análisis elástico y definir los diagramas de interacción de diseño. Verificar cumplimiento de la ecuación (15).	Diseño a flexo-compresión de Columnas del pórtico plano (Diseño 1B): Determinar las demandas en columnas aplicando el criterio de la ecuación (19) y (21) y definir los diagramas de interacción de diseño.
	Cualquier modificación de la resistencia a momento de la columna se realiza variando las cuantías de refuerzo y manteniendo constante las dimensiones.	
	Los valores de fuerza axial corresponden a aquellos valores obtenidos del análisis estructural y no se consideraran las cargas producto de los cortantes plásticos y cargas gravitacionales en vigas (ecuación (21)). Englekirk ²⁵⁵ expone que al suponer una alta carga axial que difiera de la real, incluso bajo las condiciones de carga de diseño del código, se pueden diseñar columnas que no cumplan los objetivos exigidos. Al depender su resistencia a flexión de los valores de fuerzas axiales esto podría suponer una cobertura de las demandas dada por la envolvente del diagrama de interacción, lo que no necesariamente es cierto si estos valores son inferiores. Moehle y Hooper ²⁵⁶ recomiendan un diseño conservador manteniendo cargas axiales bajas.	
Paso 5	Determinación de las fuerzas cortantes de diseño en columnas del pórtico plano (Diseño 1A): Calcular los valores de fuerza cortante según lo propuesto en la NSR-10.	Determinación de las fuerzas cortantes de diseño en columnas del pórtico plano (Diseño 1B): Calcular los valores de fuerza cortante según lo propuesto en Paulay y Priestley.
Paso 6	Diseño de nodos: El procedimiento de cálculo de la fuerza cortante horizontal en el nodo es igual en ambas metodologías. Este paso se realiza únicamente para corroborar que el acero suministrado en los demás elementos corresponda a un diseño adecuado.	
Paso 7	Evaluar el desempeño del pórtico del pórtico plano (Diseño 1A) mediante un análisis Pushover.	Evaluar el desempeño del pórtico plano (Diseño 1B) mediante un análisis Pushover.

²⁵⁵ ENGLEKIRK, Op.cit., p. 271.

²⁵⁶ MOEHLE y HOOPER, Op.cit., p. 24.

Tabla 12. Continuación

Pasos	Descripción
Paso 8	Determinar si el procedimiento 1A cumple los objetivos de diseño. De ser así regresar al paso 1 y reevaluar el modelo estructural, de lo contrario continuar con el paso 9.
Paso 9	Determinar los valores de ψ_{1A} para el pórtico plano (Diseño 1A) mediante la ecuación (ecuación (44)): $\psi_{1A} = \frac{\sum M_{c,n}}{\sum M_{b,pr}}$ Determinar los valores de ψ_{1B} para el pórtico plano (Diseño 1B) mediante la ecuación (ecuación (44)): $\psi_{1B} = \frac{\sum M_{c,n}}{\sum M_{b,pr}}$
	Debido a que las fuerzas demandas en los elementos son las mismas (obtenidas del Modelo 1), la carga crítica de diseño según el criterio de la ecuación C.21-4 de la NSR-10, es igual tanto para el diseño A como para el diseño B. De manera análoga, como el diseño de las vigas es el mismo (Paso 2), los valores de $\sum M_{b,pr}$ son iguales.
Paso 10	Calibrar el diseño 1A estableciendo en que porcentaje debe incrementarse ψ_{1A} con respecto a ψ_{1B} :
	$\psi_c = \frac{\psi_{1B}}{\psi_{1A}}$
Paso 11	Reevaluación de las fuerzas cortantes de las columnas del pórtico plano (Diseño 1A), ya que un incremento del factor ψ representa un incremento en los valores de fuerza cortante. Estimar las fuerzas cortantes a partir de lo propuesto en Englekirk 2003 y de las características de detallado. Realizar un análisis comparativo entre los valores estimados en cada uno de los tres métodos y los demandados en el análisis Pushover.
Paso 12	Redistribución de momentos en vigas del pórtico plano: realizar la redistribución de momentos en vigas siguiendo el procedimiento de la sección 7.1.1.1 y analizar las ventajas y desventajas del procedimiento.
Paso 13	Selección del modelo 2: Seguir las recomendaciones del paso 1. Realizar el diseño de un segundo pórtico plano de 5 niveles de concreto reforzado.
Paso 14	Diseño a flexión de vigas del pórtico plano (Modelo 2): ver paso 3
Paso 15	Diseño a cortante de vigas del pórtico plano (Modelo 2): ver paso 4

Tabla 12. Continuación

Pasos	Descripción
Paso 17	Diseño a flexo-compresión de Columnas del pórtico plano (Diseño 2A): Determinar las demandas de momento en columnas. En lugar de aplicar el factor 1.2 emplear el factor ψ, calculado en el paso 10, en el criterio de la ecuación (44). Verificar cumplimiento de la ecuación (15). Diseño a flexo-compresión de Columnas del pórtico plano (Diseño 2B): Determinar las demandas de momento en columnas aplicando el criterio de la ecuación de la ecuación (19) y (21).
Paso 18	Determinación de las fuerzas cortantes de diseño en columnas del pórtico plano (Diseño 2A): ver paso 5. Determinación de las fuerzas cortantes de diseño en columnas del pórtico plano (Diseño 2B): ver paso 5.
Paso 19	Diseño de nodos: ver paso 6.
Paso 20	Evaluar el desempeño del pórtico del pórtico plano (Diseño 2A) mediante un análisis Pushover. Evaluar el desempeño del pórtico del pórtico plano (Diseño 2B) mediante un análisis Pushover.
Paso 21	Estimar las fuerzas cortantes a partir de lo propuesto en el Anexo C y de las características de detallado.
Realizar un análisis comparativo entre los valores estimados en cada uno de los tres métodos y los demandados en el análisis Pushover.	

Anexo E. Aspectos generales del diseño para el análisis comparativo del comportamiento estructural de los modelos diseñados bajo la metodología de la NSR-10, de Paulay y Priestley 1992 y Priestley, Calvi, y Kowalsky 2007.

Los requerimientos de diseño para satisfacer las demandas obtenidas en los elementos estructurales serán satisfechos de acuerdo a lo exigido por la NSR-10.

- **Evaluación del movimiento sísmico de diseño.** De acuerdo a los mapas de zonificación dispuestos en el capítulo A.2 y a la información suministrada en la tabla A.2.3-2 de la NSR-10, para edificaciones localizadas en la ciudad de Bucaramanga, un valor de la intensidad del movimiento sísmico de 0.25 corresponde tanto a la aceleración horizontal pico efectiva A_a como a la velocidad horizontal pico efectiva A_v , clasificándose dentro de una zona de amenaza sísmica alta. Por otro lado, las edificaciones se asumen sustentadas en perfiles de suelos rígidos, correspondiente a un suelo tipo D según la tabla A.2.4-1. Usando la información anterior y las tablas A.2.4-3 y A.2.4-4 del reglamento, los valores del coeficiente de sitio F_a , para la zona de periodos cortos del espectro, y del coeficiente de sitio F_v , para la zona de periodos intermedios del espectro, son 1.3 y 1.9 respectivamente.

Finalmente, la forma del espectro elástico de aceleraciones, S_a expresada como fracción de la gravedad, para un coeficiente de cinco por ciento (5%) del amortiguamiento crítico, en relación a estructuras de ocupación normal del grupo I y con coeficiente de importancia (I) igual a uno (tabla A.2.5-1) es:

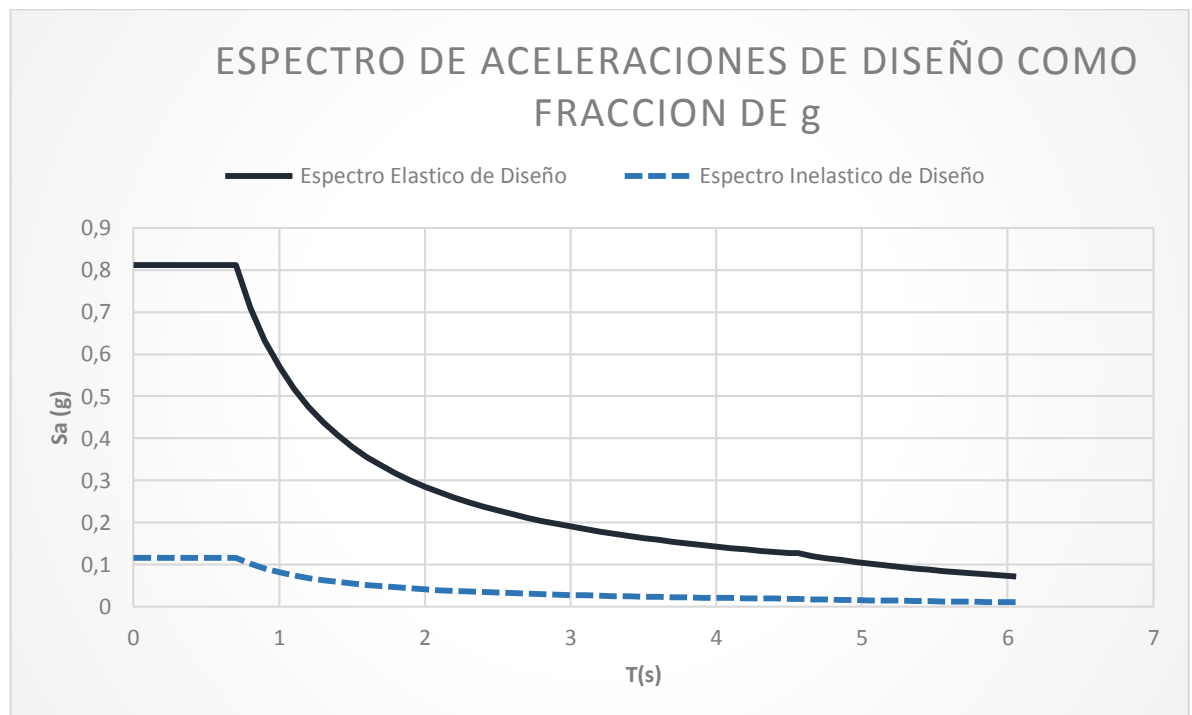
Tabla 13. Características generales del espectro de diseño.

Calculo de la aceleración espectral de diseño	
Características generales	Valor
Ubicación	Bucaramanga

Tabla 13. Continuación.

Cálculo de la aceleración espectral de diseño	
Características generales	Valor
Tipo de suelo	D
Aceleración pico efectiva (A_a)	0.25
Velocidad pico efectiva (A_v)	0.25
Coefficiente (F_a)	1.3
Coefficiente (F_v)	1.9
Coefficiente de importancia (I)	1
T_0	0.15
T_c	0.70
T_L	4.56
Factor de amplificación del espectro	1

Figura 51. Espectro de aceleraciones de diseño como fracción de la gravedad g .



- **Unidades y materiales.** Para ambas edificaciones se asumió un valor de aceleración de la gravedad igual a 9.8 m/s^2 (B.3.2, NSR-10), una densidad del concreto reforzado de $\rho_c = 24 \text{ kN/m}^3$ (Tabla B.3.2-1, NSR-10), una resistencia del concreto de $f'_c = 28 \text{ MPa}$ y módulo de elasticidad de 24870.06 MPa con base a la ecuación del numeral C.8.5.1 del código. Por otro lado, se establecieron algunas propiedades del acero de refuerzo con respecto a la resistencia de fluencia f_y igual a 420 MPa y módulo de elasticidad de $E_s = 200000 \text{ MPa}$ según el numeral C.8.5.2 de la NSR-10. **Masa de la edificación.** Un avalúo de la masa de la edificación requiere tener establecido la localización y dimensiones finales de diseño de los elementos estructurales, así como los materiales de los elementos tanto estructurales como no estructurales según la configuración arquitectónica.

Este cálculo constituye un procedimiento iterativo puesto que se encuentra asociado al cumplimiento de otros parámetros como el del control de los desplazamientos relativos entre pisos. Con respecto a la masa de los elementos estructurales, inicialmente se efectuó un predimensionado implementando el método de los parámetros de Cauchy en Monsalve Jaramillo.

En cumplimiento a los requisitos de análisis y diseño del reglamento se establecieron vigas de carga de 0.45 m de base por 0.50 m de altura y vigas de amarre de 0.35 m de base por 0.50 m de altura junto a columnas de 0.50 m por 0.80 m desde el piso 1 al piso 3 y de 0.40 m por 0.70 m desde el piso 3 al 5.

El dimensionado de vigas cumple con las recomendaciones de alturas mínimas planteadas en la tabla C.9.5(a) de la NSR-10, para vigas y losas, según la condición de apoyo del elemento a dimensionar, así como las recomendaciones para vigas con capacidad especial de disipación de energía DES, del título C.21 de la NSR-10 (Sec. C.21.5.1.2, Sec. C.21.5.1.3, Sec. C.21.5.1.4). Por otro lado, el predimensionamiento de columnas toma en cuenta las recomendación dadas en las secciones C.21.6.1.1 y C.21.6.1.2 de la normativa.

En cuanto al sistema combinado, mediante ciclos de convergencia se establecieron secciones finales de columnas de 0.65x0.65 m, vinculadas mediante vigas de 0.35x0.50 m y muros estructurales de una longitud de 8 m y espesor de 0.40 m.

En adición al peso estructural, para ambas edificaciones se definió un sistema de entrepiso de losa aligerada en una dirección. Siguiendo los requisitos de la tabla C.9.5(a) y de la sección C.8.13, las dimensiones de la losa están dadas por viguetas de 10 cm de base y 40 cm de altura a una separación no mayor de 60 cm en todos los niveles, con un espesor de la loseta superior de 5 cm (NSR-10, Sec. C.8.13.6.1) y de la loseta inferior de 2 cm. Otras cargas sobreimpuestas se establecieron en relación a fachadas y particiones de mampostería y afinado de piso y cubierta (Tabla 15).

Por lo tanto para zona residencial la carga muerta de servicio por metro cuadrado de losa es de $W_{CM} = 8.40 \text{ kN/m}^2$. Finalmente, un porcentaje de la carga viva de servicio, W_{CV} , se contempló en el avalúo de la masa, para el uso de cuartos privados y corredores se toma un valor de carga igual a 1.80 kN/m^2 , y para zonas de escaleras de 3.0 kN/m^2 (NSR-10, Sec. B.4.2.1).

Con base a lo anterior, los valores de masa son descritos en la Tabla 14A para el sistema de pórticos de concreto y en la Tabla 14B para el sistema combinado.

- **Análisis estructural.** En esta sección se representa un diseño basado en el procedimiento modal espectral de acuerdo a las disposiciones de la sección A.5.4 de la NSR-10. Este procedimiento es implementado para determinar las fuerzas en los elementos para propósitos de diseño, calcular las derivas de piso, determinar los periodos de vibración y evaluar las irregularidades en planta y en altura.

Tabla 14. Masa de la edificación por piso sistema aporticado, (A), masa de la edificación por piso sistema combinado, (B).

A.	Nivel	UX	UY	B.	Nivel	UX	UY
		ton	ton			ton	ton
	Nivel6	591.178	591.178		CMTECHO	12.30848	12.30848
	Nivel5	623.8348	623.8348		CMPIISO	30.05613	30.05613
	Nivel4	634.2053	634.2053		Nivel11	647.33849	647.33849
	Nivel3	646.9803	646.9803		Nivel10	733.17063	733.17063
	Nivel2	646.9803	646.9803		Nivel9	733.17063	733.17063
	TOTAL	3143.1787	3143.1787		Nivel8	733.17063	733.17063
					Nivel7	733.17063	733.17063
					Nivel6	733.17063	733.17063
					Nivel5	733.17063	733.17063
					Nivel4	733.17063	733.17063
					Nivel3	733.17063	733.17063
					Nivel2	733.17063	733.17063
					TOTAL	7288.2387	7288.2387

Tabla 15. Evaluación de cargas gravitacionales losa aligerada, zona de uso residencial.

Ítem	Descripción	Valor por metro lineal de nervio (kgf/m ²)
Loseta superior	0.05*2400	120
Nervio	0.1*0.35*2400/0.6	140
Casetón de guadua		40
Acabado inferior del casetón	0.5*0.02*2100/0.6	35
Loseta inferior	0.02*2100	42
Peso de la losa		377 (3.69 kN/m²)
Acabados	NSR-10, Sec. B.3.4.3:	160
Particiones	NSR-10, Sec. B.3.4.3:	300
Total carga muerta de servicio		840 (8.24 kN/m²)

Los principales aspectos que fueron considerados en los modelos son:

- Los elementos estructurales de columnas y muros son modelados asumiendo apoyos fijos en la base.
- La serie de pórticos planos y muros estructurales, se encuentran acoplados por diafragmas infinitamente rígidos en el plano, permitiendo únicamente traslación sobre los ejes X y Y y rotaciones con respecto al eje Z. De igual manera, se consideran las masas concentradas en cada nivel en el centro de masa.
- Debido a que se espera un agrietamiento progresivo de los elementos incluso mucho antes de que se desarrollen deformaciones inelásticas, una estimación aproximada de la rigidez a flexión se determina asumiendo segundos momentos de área efectivos en términos de la sección bruta no agrietada. Con el propósito de determinar cálculos realistas de la deflexión lateral y los efectos impuestos por la deflexión al sistema de resistencia de cargas gravitacionales de la estructura, se ha adoptado una rigidez reducida de los elementos en el análisis lineal de acuerdo a lo definido en la Tabla 13:

Tabla 16. Propiedades de la sección para los elementos en la estructura.

Tipo de Elemento	Momentos de inercia	I
Elementos en compresión	Columnas	$0.7I_g$
	Muros- NO Agrietados	$0.7I_g$
	Muros- Agrietados	$0.35I_g$
Elementos a flexión	Vigas	$0.35I_g$
	Placas planas y losas planas	$0.25I_g$

Fuente: MINISTERIO DE AMBIENTE VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL. Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, Título C- Concreto Estructural. Decreto 926. Bogotá, D.C., Colombia: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. AIS. 2010, p. 590. [Consultado: 01 de julio de 2017]. Disponible en internet: <http://curunamanizales.com/portal/images/NSR%2010/Titulo%20C%20NSR-10.pdf>

Las vigas primarias fueron consideradas como vigas T, debido a la contribución en la rigidez de la porción de la losa. El momento de inercia bruto (I_g) de dichas vigas se tomó como 0.5 veces la inercia bruta (I_g) del alma ($b_w h^3/12$). Aunque, los efectos de agrietamiento varían a lo largo del elemento de acuerdo con las características del diagrama de momentos, es válido adoptar valores promedio de las propiedades efectivas de las secciones.

- Los nodos son modelados como 50% rígidos, lo que proporciona una rigidez efectiva que representa un punto medio entre un modelo con nodos totalmente rígidos (análisis de vanos libre) y nudos totalmente flexibles (análisis entre ejes).
- los efectos P-delta son ignorados.

- **Periodos aproximados y periodos exactos de la edificación.** Según lo expuesto en el numeral A.5.4.5 de la NSR-10, debe realizarse un ajuste del cortante dinámico total en la base, V_{tj} , obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, j , con respecto al cortante sísmico en la base, V_s , calculado por el método de fuerza horizontal equivalente del capítulo A.4.

El reglamento Colombiano permite en la metodología de análisis por fuerza horizontal equivalente realizar un diseño preliminar a partir del cálculo del periodo aproximado de la edificación. El periodo aproximado implementando la ecuación A.4.2-3 para la estructura aporticada de altura $h = 14.5 \text{ m}$ con $C_t = 0.047$ y $\alpha = 0.9$ es igual a $T_a = 0.52 \text{ s}$ en ambas direcciones, igualmente para las direcciones X y Y el periodo aproximado del sistema combinado de altura $h = 30 \text{ m}$ con $C_t = 0.049$ y $\alpha = 0.75$ es igual a $T_a = 0.628 \text{ s}$. Los valores calculados posteriormente deben ser ajustados con base al periodo determinado mediante un análisis más riguroso de la estructura de diseño como por ejemplo un análisis modal, sin embargo el periodo resultante de un análisis dinámico puede ser demasiado alto y por lo tanto se establece un límite superior en el periodo que puede ser usado para diseño,

igual a $T = C_u T_a$, donde C_u se calcula por medio de la ecuación A.4.2-2 del código y no debe ser menor a 1.2. Con A_v igual a 0.25 y F_v igual a 1.9 el coeficiente a utilizar para calcular el periodo máximo permisible de la estructura es 1.2 ($C_u = 1.75 - 1.2(0.25)(1.9) = 1.18 = 1.2$) y por lo tanto el límite superior en el periodo analítico para el sistema aporticado es 0.624 s y para el sistema combinado 0.754 s.

Del análisis de los modos de vibración de la estructura aporticada, el periodo fundamental en las direcciones principales son $T_x = 0.733$ s y $T_y = 0.732$ s. Como los resultados del análisis modal superan el límite máximo permitido, los periodos a considerar en el diseño son los dados por $C_u T_a$, es decir 0.624 s en ambas direcciones, encontrándose dentro de la zona de periodos cortos y por tanto en la meseta de los valores de aceleraciones del espectro.

Del análisis de los modos de vibración del sistema combinado, los periodos fundamentales en las direcciones principales son $T_x = 1.061$ s y $T_y = 1.034$ s. Puesto que la diferencia entre los periodos aproximados y los resultados del análisis modal superan la tolerancia del 10% deben tomarse como nuevos periodos de diseño los valores del análisis modal, sin embargo, estos exceden los valores máximos permitidos y los periodos a considerar en el diseño son $C_u T_a$ en ambas direcciones, es decir 0.754 s.

Los números de modos de vibración contemplados conforman una masa modal acumulada en cada una de las dos direcciones ortogonales de más del 90 por ciento (NSR-10, Sec A.5.4.2).

Todo lo anterior constituye un proceso iterativo y una vez se cumplan los requisitos de deriva debe revisarse el periodo estimado inicialmente para calcular las fuerzas sísmicas.

- **Ajuste de los resultados.** La metodología de análisis dinámico elástico espectral, requiere según el numeral A.5.4.5 de la NSR-10, que el valor del cortante dinámico total en la base, V_{tj} obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, j , no sea menor que el 80 por ciento para estructuras regulares, del cortante sísmico en la base, V_s , calculado por el método de fuerza horizontal equivalente del capítulo A.4.

- Cortante sísmico en la base (Fuerza horizontal equivalente): Según la sección A.4.3.1, el cortante sísmico en la base, V_s , equivalente a la totalidad de los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos de diseño, en la dirección de estudio es igual a $V_s = S_a * g * M$ (A.4.3.1), siendo S_a el valor de la aceleración, como fracción de la gravedad, leída del espectro elástico de la Figura 51 para el periodo aproximado T_a , g igual al valor de aceleración debida a la gravedad y M la masa de la edificación. Los valores correspondientes a T_a y M para el sistema aporticado son 0.8125 g y 3185.762 ton respectivamente, al igual que el sistema combinado con 0.756 g y 7288, 2387 ton.
- Factor de modificación: en cumplimiento de la sección A.5.4.5 (b), se verifica el factor de modificación para todos los parámetros de la respuesta dinámica. Teniendo en cuenta que en el sistema aporticado el cortante dinámico en la base en las direcciones principales “X” y “Y” son 20153.5129 kN y 20063.8305 kN respectivamente, se tiene:

$$Chequeo NSR - 10 A.5.4.5 ExD = 0.8 \frac{25053.098kN}{20153.5129kN} = 0.994$$

$$Chequeo NSR - 10 A.5.4.5 EyD = 0.8 \frac{25053.098kN}{20063.8305kN} = 0.998$$

De igual modo para el sistema combinado:

$$Chequeo\ NSR - 10\ A.5.4.5\ ExD = 0.8 \frac{53556.2286kN}{44762.1532kN} = 0.96$$

$$Chequeo\ NSR - 10\ A.5.4.5\ EyD = 0.8 \frac{53556.2286kN}{42476.1749kN} = 1.0$$

- **Chequeo de derivas.** Los efectos de deriva son evaluados de acuerdo a las exigencias del numeral A.6.2.3 del código nacional. Según lo indicado en la tabla A.6.4-1 para estructuras de concreto reforzado la deriva máxima no debe exceder el uno por ciento (1%) de la altura de piso, no obstante en el caso de considerarse un análisis utilizando secciones fisuradas las derivas obtenidas pueden multiplicarse por 0.7 antes de realizar la comparación con el límite mencionado.

Los resultados cuantitativos del análisis de derivas se muestran en la Tabla 17 para el sistema aportico así como en la Tabla 18 para el sistema combinado. Los resultados corresponden a los desplazamientos relativos de los extremos de la estructura aplicando el 100% de las fuerzas sísmicas en las direcciones X y Y.

Tabla 17. Chequeo de derivas sistema aporticado. En la dirección X, (A), en la dirección Y, (B).

A.			B.		
Piso	Caso de carga/Combo	Deriva	Piso	Caso de carga/Combo	Deriva
Piso5	EDEQX Max	0.007826	Piso5	EDEQY Max	0.008583
Piso4	EDEQX Max	0.01226	Piso4	EDEQY Max	0.01314
Piso3	EDEQX Max	0.013761	Piso3	EDEQY Max	0.014861
Piso2	EDEQX Max	0.013542	Piso2	EDEQY Max	0.014322
Piso1	EDEQX Max	0.00763	Piso1	EDEQY Max	0.007828

Tabla 18. Chequeo de derivas sistema combinado. En la dirección X, (A), en la dirección Y, (B).

A.			B.		
Piso	Caso de carga/Combo	Deriva	Piso	Caso de carga/Combo	Deriva
Piso10	EDEQX Max	0.014397	Piso10	EDEQY Max	0.014405
Piso9	EDEQX Max	0.014636	Piso9	EDEQY Max	0.014531
Piso8	EDEQX Max	0.014764	Piso8	EDEQY Max	0.014566
Piso7	EDEQX Max	0.014762	Piso7	EDEQY Max	0.014466
Piso6	EDEQX Max	0.01438	Piso6	EDEQY Max	0.013965
Piso5	EDEQX Max	0.01345	Piso5	EDEQY Max	0.012901
Piso4	EDEQX Max	0.011941	Piso4	EDEQY Max	0.011298
Piso3	EDEQX Max	0.009735	Piso3	EDEQY Max	0.009071
Piso2	EDEQX Max	0.006741	Piso2	EDEQY Max	0.006142
Piso1	EDEQX Max	0.002762	Piso1	EDEQY Max	0.002399

- **Determinación de la capacidad de disipación de energía.** Las fuerzas sísmicas F_s , obtenidas a partir de cualquiera de las metodologías permitidas en el reglamento, pueden ser reducidas dividiéndolas por el coeficiente de capacidad de disipación de energía R asignado al sistema estructural de resistencia sísmica, para obtener las fuerzas reducidas de diseño E , ($E = F_s/R$), que se emplean en las combinaciones de cargas prescritas en el título B de la NSR-10.

El valor del coeficiente de disipación de energía para ser empleado en el diseño R , corresponde al coeficiente de disipación de energía básico R_o multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidad en altura, ϕ_a , en planta, ϕ_p y ausencia de redundancia, ϕ_r . Cuando una edificación tiene varios tipos de irregularidad en planta simultáneamente, se debe aplicar el menor valor de ϕ_p . Análogamente, cuando una edificación tiene varios tipos de irregularidad en altura simultáneamente, se aplicará el menor de los valores de ϕ_a (NSR-10, Sec.A.3.3.3).

- Determinación del coeficiente de disipación de energía básico, R_o : De acuerdo con la evaluación del movimiento sísmico de diseño las estructuras en consideración se encuentran en una zona de amenaza sísmica alta, razón por la cual se debe proporcionar a las mismas una capacidad especial de disipación de energía (DES) (Tabla 19).

A partir de la tabla A.3-3 del reglamento colombiano, para un sistema de pórticos resistentes a momentos, implementado tanto para fuerzas horizontales como para cargas verticales, con capacidad DES, el coeficiente de disipación de energía básico R_o es 7. De igual modo, para un sistema estructural combinado donde los muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES) son responsables de resistir las fuerzas sísmicas horizontales y las pórticos de concreto tipo DES son responsables de resistir las cargas verticales, el coeficiente de disipación de energía básico R_o es 7.

Tabla 19. Criterio de selección de capacidad de disipación de energía.

Capacidad de Disipación de Energía	ZONA DE AMENAZA SÍSMICA		
	BAJA	INTERMEDIA	ALTA
MÍNIMA (DMI)	✓	NO	NO
MODERADA (DMO)	✓	✓	NO
ESPECIAL (DES)	✓	✓	✓

Fuente: MINISTERIO DE AMBIENTE VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL. Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, Prefacio – Apéndice I. Decreto 926. Bogotá, D.C., Colombia: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. AIS. 2010, p. 186. [Consultado: 01 de julio de 2017]. Disponible en internet: <http://www.actiweb.es/jorgeluisguesso/archivo1.pdf>

Para efectos de diseño sísmico el coeficiente de disipación de energía básico debe ser modificado en concordancia a las posibles irregularidades en planta, en altura o por ausencia de redundancia según los requisitos de A.3.3.3. Los diferentes aspectos a considerar, en lo que respecta a los dos primeros factores de reducción, se detallan en la Tabla 20 y en la Tabla 21 para ambas edificaciones en estudio:

Tabla 20. Irregularidad en planta de acuerdo a la tabla A.3-6 (NSR-10).

Parámetro	Tipo	Factor de reducción (ϕ_p)	Existe
Irregularidad torsional	1aP	0.9	No
Irregularidad torsional extrema	1bP	0.8	No
Retrocesos excesivos en las esquinas	2P	0.9	No
Discontinuidades en el diafragma	3P	0.9	No
Desplazamiento del plano de acción de elementos verticales	4P	0.8	No
Sistemas no paralelos	5P	0.9	No

Fuente: Adaptado de MINISTERIO DE AMBIENTE VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL. Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, Título A - requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente. Decreto 926. Bogotá, D.C., Colombia: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. AIS. 2010, p. 186. [Consultado: 01 de julio de 2017]. Disponible en internet: <http://www.actiweb.es/jorgeluisguresso/archivo1.pdf>

Tabla 21. Irregularidad en la altura, de acuerdo a la tabla A.3-7 (NSR-10).

Parámetro	Tipo	Factor de reducción (ϕ_a)	Existe
Piso flexible (Irregularidad en rigidez)	1aA	0.9	No
Piso flexible (irregularidad extrema en rigidez)	1bA	0.8	No
Irregularidad en la distribución de las masas	2A	0.9	No
Irregularidad geométrica	3A	0.9	No

Tabla 21. Continuación

Parámetro	Tipo	Factor de reducción (ϕ_a)	Existe
Desplazamientos dentro del plano de acción	4A	0.8	No
Piso débil-discontinuidad en la resistencia	5aA	0.9	No
Piso débil-discontinuidad extrema en la resistencia	5bA	0.8	No

Fuente: Adaptado de MINISTERIO DE AMBIENTE VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL. Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, Título A - requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente. Decreto 926. Bogotá, D.C., Colombia: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. AIS. 2010, p. 186. [Consultado: 01 de julio de 2017]. Disponible en internet: <http://www.actiweb.es/jorgeluisguesso/archivo1.pdf>

El valor del factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia es igual a la unidad ($\phi_r = 1$) atendiendo a las especificaciones de la sección A.3.3.8.2 del código.

Por lo tanto, el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R , a utilizar en el diseño sísmico tanto en el sistema aporticado como en el sistema estructural es igual a:

$$R = \phi_a * \phi_p * \phi_r * R_o = 1 * 1 * 1 * 7 = 7 \quad (73)$$

Tomando en cuenta el principio de los desplazamientos iguales el valor del factor de reducción de resistencia R es equivalente al valor de la ductilidad global del sistema μ .

- **Combinaciones de carga.** Implementando las combinaciones de cargas mayoradas usadas en el método de la resistencia B.2.4, las combinaciones asociadas a la edificación son:

1.4D

1.2D+1.6L

1.2D+1.0E+1.0L

0.9D+1.0E

Donde D: Carga muerta
 E: Carga sísmica
 L: carga viva

- **Dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas.** Los efectos ortogonales pueden tenerse en cuenta suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular (NSR-10, A.3.6.3).

Con el fin de utilizar la combinación que requiera la mayor resistencia sobre la estructura, de la sección - se generan las siguientes combinaciones de carga:

COMBO 1. 1.4D

COMBO 2. 1.2D +1.6L

COMBO 3. 1.2D + L + ExD + 0.3EyD

COMBO 4. 1.2D + L + ExD - 0.3EyD

COMBO 5. 1.2D + L - ExD + 0.3EyD

COMBO 6. 1.2D + L - ExD - 0.3EyD

COMBO 7. 1.2D + L + EyD + 0.3ExD

COMBO 8. 1.2D + L + EyD - 0.3ExD

COMBO 9. 1.2D + L - EyD + 0.3ExD

COMBO 10.	$1.2D + L$	$- EyD - 0.3ExD$
COMBO 11.	$0.9D$	$+ ExD + 0.3EyD$
COMBO 12.	$0.9D$	$+ ExD - 0.3EyD$
COMBO 13.	$0.9D$	$- ExD + 0.3EyD$
COMBO 14.	$0.9D$	$- ExD - 0.3EyD$
COMBO 15.	$0.9D$	$+ EyD + 0.3ExD$
COMBO 16.	$0.9D$	$+ EyD - 0.3ExD$
COMBO 17.	$0.9D$	$- EyD + 0.3ExD$
COMBO 18.	$0.9D$	$- EyD - 0.3ExD$

Para el análisis por resistencia, se involucró las condiciones de torsión accidental incorporando un desplazamiento de la masa de todos los pisos con respecto al centro de masa del 5% de la dimensión de la edificación en ese piso, medida en la dirección perpendicular a la dirección en estudio (NSR-10, sección A.3.6.7).

Anexo F. Procedimiento para realizar el análisis comparativo entre el diseño por capacidad sugerido en la NSR-10 y el propuesto en Paulay y Priestley

Del pórtico plano seleccionado del modelo estructural de la Figura 9, se procedió a realizar el proceso de calibración de acuerdo con el procedimiento descrito en el **Anexo D**.

- **Resistencia de diseño a flexión de la viga.** De acuerdo al procedimiento metodológico descrito en el **Anexo D** la condición inicial que permite una correcta comparación entre el procedimiento de diseño establecido por 1992 y el procedimiento de la NSR-10, es aquella correspondiente a la misma demanda de momentos probables de las vigas. Aceptando que un procedimiento de redistribución de momentos no es de implementación obligatoria, los momentos últimos de diseño en vigas se obtienen a partir de las fuerzas elásticas calculadas de acuerdo a las combinaciones de carga establecidas por el código.

Respetando la convención de signos del programa ETABS Computer and Structures Inc., para propósitos de diseño, todos los diagramas de momento son dibujados usando la convención de concreto reforzado o la convención por el lado de la tensión. Cuando el refuerzo superior de la sección de la viga este en tensión, el momento es designado como un momento negativo. Cuando el acero inferior se encuentre en tensión, el momento es designado como momento positivo.

A manera de ejemplo, considere la viga B3 del quinto nivel del pórtico plano con sección transversal de 0.45x0.50 m y luz libre de 4.40 m (0), sometida a una demanda de momentos flectores cuya resistencia se proporciona siguiendo las exigencias del código. Para ello, se muestra en la Tabla 22 de izquierda a derecha: la distancia en donde se registran los datos, el momento positivo o momento inferior demandado, el momento negativo o momento superior demandado, área de acero positivo requerido por resistencia, área de acero negativo requerido por resistencia, área de acero mínimo (Sec. C.21.5.2.1, NSR-10), área de acero máximo para sección controlada por tracción, área de acero requerido por

ductilidad (Sec. C.21.5.2.2, NSR-10), área de acero inferior de diseño y área de acero superior de diseño. Las áreas de acero de diseño se calculan considerando un factor de reducción $\phi = 0.9$ para secciones controladas por tracción (Sec. C.10.3.4, NSR-10) y un valor del esfuerzo de fluencia del refuerzo de $1.00f_y$.

Tabla 22. Diseño a flexión de la viga B3 del nivel 5 del pórtico del eje 4.

Dist	M3 Max (+)	M3 Max (-)	As resist (+)	As resist (-)	As min	As max	As 2#5	Chequeo Momentos	As Total (+)	As Total (-)
m	kN.m	kN.m	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²
0.20	3.07	-183.46	0.19	11.63	6.60	35.76	3.96	5.82	6.60	11.63
0.60	23.99	-112.89	1.45	7.01	6.60	35.76	3.96	2.91	6.60	7.01
0.90	33.31	-71.41	2.02	4.38	6.60	35.76	3.96	2.91	6.60	6.60
1.20	44.62	-33.58	2.72	2.04	6.60	35.76	3.96	2.91	6.60	6.60
1.50	54.40	-12.41	3.32	0.75	6.60	35.76	3.96	2.91	6.60	6.60
1.80	63.22	8.06	3.87	0.49	6.60	35.76	3.96	2.91	6.60	6.60
2.10	60.76	21.54	3.72	1.30	6.60	35.76	3.96	2.91	6.60	6.60
2.40	57.72	33.93	3.53	2.06	6.60	35.76	3.96	2.91	6.60	6.60
2.70	61.13	21.56	3.74	1.31	6.60	35.76	3.96	2.91	6.60	6.60
3.00	63.92	8.16	3.91	0.49	6.60	35.76	3.96	2.91	6.60	6.60
3.30	55.31	-12.22	3.38	0.74	6.60	35.76	3.96	2.91	6.60	6.60
3.60	45.71	-33.26	2.78	2.02	6.60	35.76	3.96	2.91	6.60	6.60
3.90	33.87	-70.45	2.06	4.32	6.60	35.76	3.96	2.91	6.60	6.60
4.20	24.48	-111.74	1.48	6.93	6.60	35.76	3.96	2.91	6.60	6.93
4.60	3.11	-182.19	0.19	11.55	6.60	35.76	3.96	5.77	6.60	11.55

El procedimiento representado por la Tabla 22 se lleva a cabo para todas las vigas del pórtico. De este modo, el arreglo de barras que satisface las demandas de momento, longitudes de desarrollo, longitudes de empalme y anclaje de ganchos se muestra en la Figura 52.

Una vez conocido la disposición del refuerzo resulta necesario realizar un diagrama comparativo de los momentos generados por la envolvente de cargas y

los momentos resistentes o momentos nominales debidos al acero proporcionado y calculados a partir de la ecuación (7) con ϕ igual 1, la importancia de este diagrama se explicara con posterioridad. A manera de ejemplo de cálculo considere la sección de viga en la cara de la columna del eje B nivel 5 (Figura 52), con ancho b de 0.45 m, altura efectiva de 0.44 m y área de acero positivo de 8.08 cm² se tiene una resistencia nominal igual a:

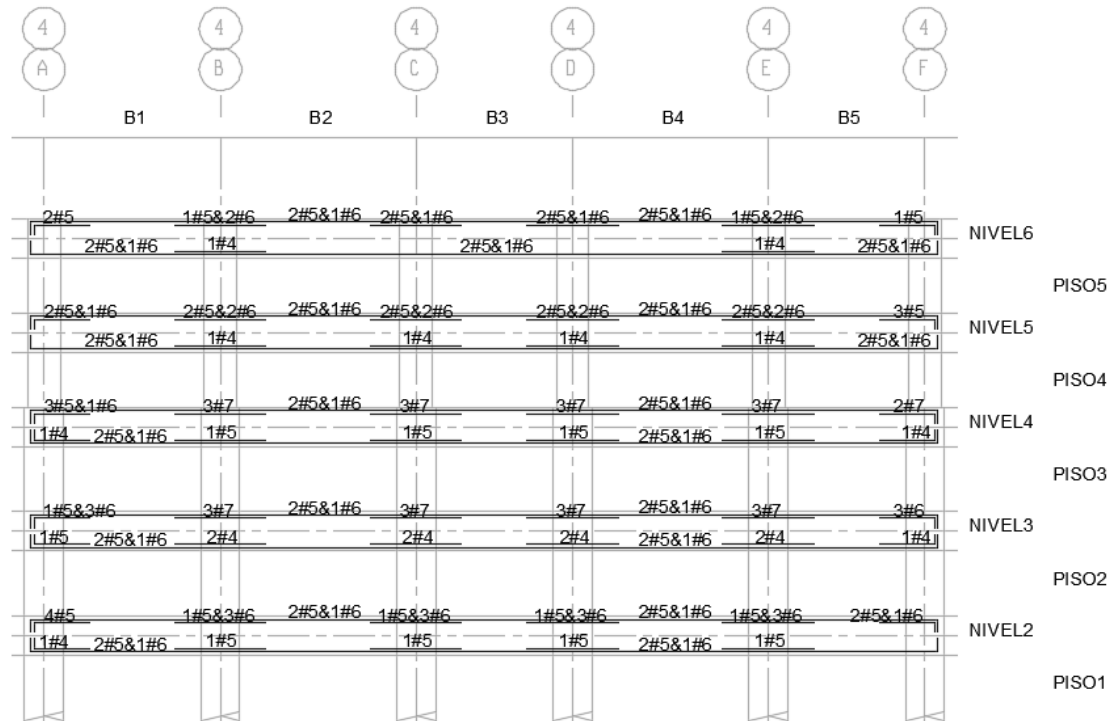
$$M_n = 8.08 * 10^{-4} * 420 \left(0.44 - \frac{8.08 * 10^{-4} * 420}{1.7 * 28 * 0.45} \right) * 1000 = 143.94 \text{ kN.m}$$

Igualmente, para un área de refuerzo negativo de 16.47 cm²:

$$M_n = 16.47 * 10^{-4} * 420 \left(0.44 - \frac{16.47 * 10^{-4} * 420}{1.7 * 28 * 0.45} \right) * 1000 = 282.03 \text{ kN.m}$$

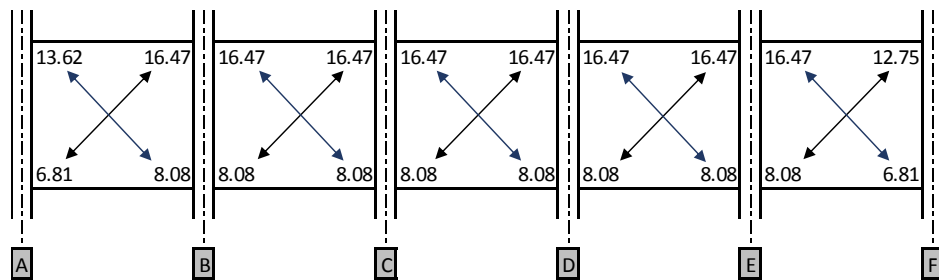
- **Sobrerresistencia a flexión de las rótulas plásticas.** Asumiendo la formación de rótulas plásticas en los extremos de cada vano de la viga continua en ambos sentidos de la fuerza lateral aplicada, la sobrerresistencia a flexión del elemento en cada eje central de la columna se determinó a partir de la ecuación (10). La Figura 53 expresa la distribución del refuerzo del subpórtico del nivel 5 (Figura 52) en términos de áreas:

Figura 52. Distribución del refuerzo longitudinal en vigas del pórtico del eje 4.



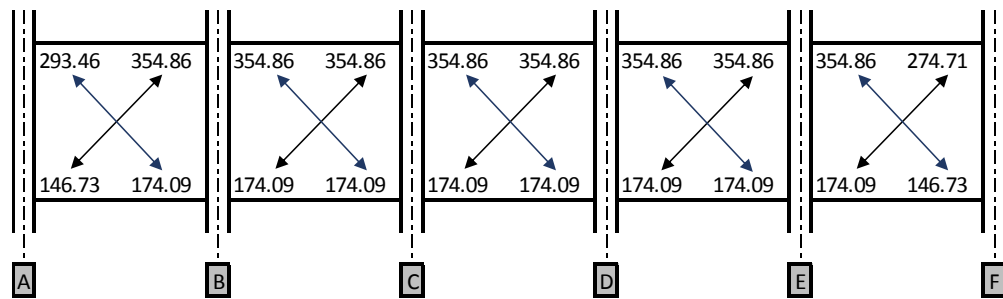
Nota: Dibujo no escalado

Figura 53. Áreas de acero de diseño en vigas del subpórtico del nivel 5. Valores expresados en unidades de cm^2 .



Tomando como ejemplo de cálculo la viga B3 se tiene, para un área de acero de 16.47 cm^2 y un factor de sobrerresistencia del material de 1.35, que el valor del momento probable es igual a 354.86 kN.m ($1.35 * 420/10 * 16.47 * (0.44 - 0.06)$) y para un área de acero de 8.08 cm^2 el momento probable es igual a 174.09 kN.m ($1.35 * 420/10 * 8.08 * (0.44 - 0.06)$). Los valores de sobrerresistencia a flexión en las zonas de rotulación se muestran en la Figura 54:

Figura 54. Momentos probables en zonas de rotulación del subpórtico del Nivel 5. Valores expresados en unidades de kN.m.



- **Factor de sobrerresistencia del elemento (viga) (ϕ_o , metodología Paulay y Priestley).** La sobrerresistencia a flexión es expresada en términos de los momentos debidos únicamente a las fuerzas sísmicas laterales especificadas por el código, M_E . Los valores de sobrerresistencia y fuerza sísmica son calculados en los puntos nodales de las vigas, es decir en los ejes centrales de las columnas. Con base a los momentos sísmicos de la 0 y los momentos reportados en la Figura 54, la Tabla 7 ha sido organizada para estimar con mayor facilidad los factores de sobrerresistencia en cada uno de los nodos.

Considerando la dirección positiva y negativa de los efectos sísmicos, el factor de sobrerresistencia de las vigas que intersectan el nodo del nivel 5 eje B es:

$$\overrightarrow{\phi_o} = \frac{354.86 + 174.09}{67.63 + 59.47} = 4.16$$

Adicional a los valores mostrados en la Tabla 7 y tomando en cuenta el sentido de las fuerzas debidas a sismo, se enlistan los factores de sobrerresistencia de todos los niveles del pórtico plano del eje 4:

Tabla 23. Factor de amplificación sismo positivo.

Nivel	EJE					
	A	B	C	D	E	F
2	1.87	3.32	3.17	3.18	3.15	2.86
3	1.70	2.91	2.76	2.78	2.76	2.69
4	1.71	3.15	3.01	3.03	3.00	2.79
5	2.06	4.16	4.02	4.04	3.99	3.54
6	3.72	7.11	6.31	6.34	6.88	4.47

Tabla 24. Factor de amplificación sismo negativo.

Nivel	EJE					
	A	B	C	D	E	F
2	3.42	3.32	3.17	3.18	3.15	1.43
3	3.36	2.91	2.76	2.78	2.76	1.41
4	3.29	3.15	3.01	3.03	3.00	1.55
5	4.12	4.16	4.02	4.04	3.99	1.89
6	5.88	7.11	6.31	6.34	6.88	3.46

- **Efectos del procedimiento de redistribución de momentos en el factor de sobrerresistencia del elemento (viga).** Con el propósito de únicamente estudiar los efectos del procedimiento de redistribución de momentos, se ha ejecutado el código de programación desarrollado en esta investigación, implementando el máximo porcentaje permitido para optimizar la configuración del acero de refuerzo longitudinal de las vigas del nivel 5. Una explicación de los conceptos teóricos implementados y de los requerimientos para la correcta utilización del algoritmo se

encuentra en el **Anexo B**. El diagrama de la envolvente de momentos obtenido de dicho código, se muestra en la Figura 27.

Pese a que los valores de la columna 3 (Tabla 8) son calculados asumiendo un momento nominal igual al momento demandado mayorado por el factor de reducción de resistencia, una comparación de dichos valores con los de la Tabla 6 permite observar una reducción de los factores de sobrerresistencia en un promedio de 4 a 3.

- **Resistencia de diseño a cortante de la viga.** Los valores de fuerza cortante de diseño para elementos sometidos a flexión con capacidad especial de disipación de energía son calculados con base a lo indicado en la NSR-10. Para evitar la posibilidad de una falla frágil por tracción diagonal del hormigón, las fuerzas cortantes deben estar asociadas al desarrollo de las resistencias a momento probable M_{pr} en los extremos del elemento y al desarrollo del momento debido a las cargas gravitacionales tributarias factorizadas a lo largo de su vano. El cortante calculado para cargas gravitacionales mayoradas debe corresponder al máximo cortante obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan los efectos sísmicos.

La Figura 55 muestra el diagrama de momento flector para la combinación 1.2D+1.0L del subpórtico del nivel 5, incluyendo el peso propio del elemento. A partir de los valores de momento en la cara de la columna y en el centro del vano, es posible determinar por medio de la ecuación (33) los valores aproximados de carga distribuida mayorada en la luz libre de cada elemento (ver Tabla 25).

Siguiendo el proceso simplificado propuesto en Cano, se obtiene en la 0: en la columna 3 la suma de las áreas de acero en las caras opuestas de la viga para la deformada en la dirección positiva de las fuerzas sísmicas (flechas negras Figura 53), en la columna 4 la suma de las áreas de acero en las caras opuestas de la viga para la deformada en la dirección negativa de las fuerzas sísmicas (flechas

azules Figura 53), en la columna 5 el valor máximo de las áreas de acero calculadas en la columna 3 y 4, en la columna 6 el valor máximo de los momentos probables implementando la ecuación (10), un factor de sobrerresistencia de 1.35 y las áreas de acero de la columna 5.

Figura 55. Diagrama de momento flector para la combinación de carga 1.2D+1.0L del subpórtico del nivel 5. Valores expresados en unidades de kN.m.

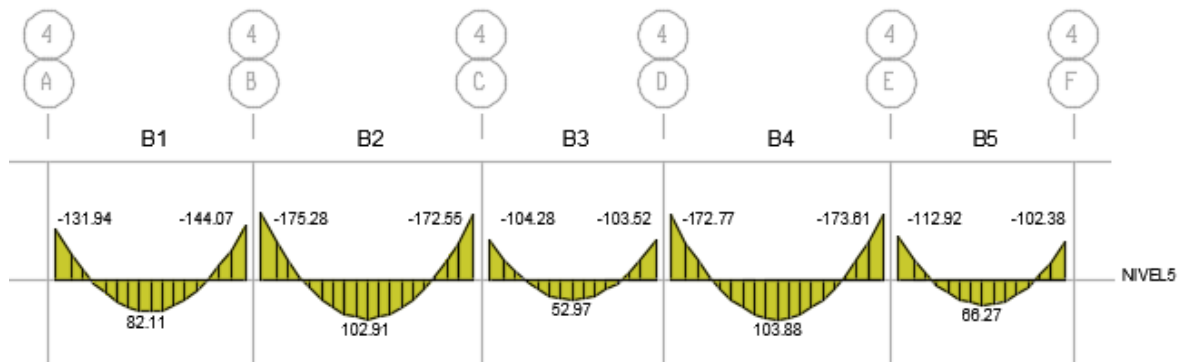


Tabla 25. Cargas gravitacionales mayoradas para la determinación del cortante de diseño en las vigas de nivel 5 del pórtico del eje 4.

	Viga	M_A	M_B	M_o	w
		kN.m	kN.m	kN.m	kN/m
Nivel 5	B1	131.94	144.07	82.11	70.44
	B2	175.28	172.55	102.91	70.62
	B3	104.28	103.52	52.97	64.82
	B4	172.77	173.61	103.88	70.68
	B5	112.92	102.38	66.27	71.87

Tabla 26. Valores de fuerza cortante de diseño de las vigas de nivel 5 del pórtico del eje 4.

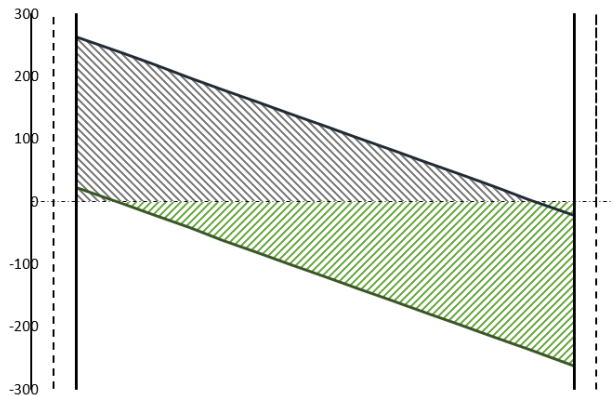
	Viga	$\Sigma A_s \vec{E}$	$\Sigma A_s \overleftarrow{E}$	$\text{Max } \Sigma \overleftrightarrow{A_s}$	$\text{Max } M_{pr}$	V_F	V_C
		cm ²	cm ²	cm ²	kN.m	kN	kN
Piso 1	B1	23.28	21.69	23.28	501.59	276.42	205.98
	B2	24.54	24.54	24.54	528.74	292.15	221.53
	B3	24.54	24.54	24.54	528.74	262.77	197.95
	B4	24.54	24.54	24.54	528.74	292.32	221.64
	B5	20.82	23.28	23.28	501.59	272.11	200.24

Como ejemplo de cálculo, considere nuevamente la viga B3 del nivel 5 donde el cortante de diseño se calcula a partir de la combinación del cortante debido a la acción de las fuerzas estáticas mayoradas sobre la longitud del elemento (1.2D+1.0L) y el cortante plástico. Para el primer caso, siendo conocido el valor de carga distribuida en la Tabla 25, la fuerza cortante puede ser fácilmente calculada para una luz libre de 4.4 m e igual a 142.60 kN ($64.82 * 4.40/2$).

Para el segundo caso, una vez conocido el máximo momento probable en la 0 columna 6 ($1.35 * 24.54 * 420 * (0.44 - 0.06) / 10$), dividiendo por la luz libre se tiene un cortante igual a 120.17 kN (Sec. C.21.6.4.1, NSR-10). Finalmente el cortante de diseño se establece como la suma entre 142.60 kN y 120.17 kN para un valor total de 262.77 kN, columna 7 0. De acuerdo con la sección C.21.6.4.1, de la NSR-10, la superposición de los diagramas obtenidos en la dirección positiva y negativa de las fuerzas sísmicas, se muestra en la Figura 56.

Como información adicional, en la columna 8 de la 0 se ha calculado el valor del cortante por fuera de la zona de plastificación a una distancia de dos veces la altura de la sección transversal del elemento e igual a 197.95 kN ($262.77 - 64.82 * 2 * 0.50$) para la viga de análisis.

Figura 56. Diagrama de fuerza cortante de la viga B3 del nivel 5 del pórtico del eje 4 debido a la acción de cargas sísmicas y gravitacionales.

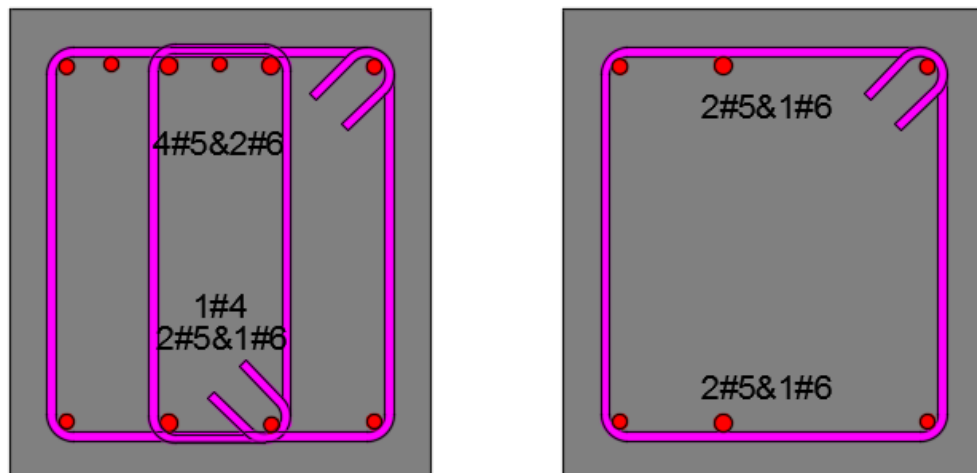


cumpliendo con las exigencias del capítulo C del reglamento Colombiano, para las demandas de fuerza cortante en la viga B3 del nivel 5 del pórtico del eje 4, 0, se tiene:

- **Paso 1 - Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto, V_c :** implementando la formula simplificada de la sección C.11.2.1.1, la contribución del concreto a la resistencia a cortante es $V_c = 0.17 * \sqrt{28} * 1000 * 0.45 * 0.44 = 178.11 \text{ kN}$.
- **Paso 2 - Resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo a cortante, V_s :** con base a la sección C.11.1.1 con un factor de reducción igual a 0.75 (Sec. C.9.3.2.3), en zonas de rotulación plástica donde la contribución del concreto debe ser ignorada, la resistencia nominal proporcionada por el acero es igual a 350.36 kN (262.77/0.75). En zonas por fuera de la zona de plastificación, donde no se esperan rotaciones inelásticas, la resistencia a cortante de diseño es igual a 85.82 kN (197.95/0.75 – 178.11).

- **Paso 3:** de acuerdo al numeral C.11.4.7.9, la sección no debe rediseñarse puesto que el cortante que debe resistir el acero tanto en zona de rotulación como fuera de esta es menor que $0.66\sqrt{f'_c}b_wd = 0.66 * \sqrt{28} * 0.45 * 44 = 691.49 \text{ kN}$.
- **Paso 4:** puesto que el valor del cortante en la zona de rótula plástica es superior a $0.33\sqrt{f'_c}b_wd = 0.33 * \sqrt{28} * 0.45 * 0.44 = 345.75 \text{ kN}$, la separación en esta zona no debe exceder 11 cm (Sec. C.11.4.5.3). Caso contrario a la región de comportamiento elástico donde la separación no debe exceder 22 cm (Sec. C.11.4.5.1).
- **Paso 5:** una vez conocido la contribución del acero de refuerzo a la resistencia a cortante debe establecerse la forma, diámetro y número de ramas del estribo que satisfaga dicha demanda:

Figura 57. Configuración del refuerzo transversal en la viga B3 del nivel 5 del pórtico del eje 4 para satisfacer las demandas de fuerza cortante.



- **Paso 7:** Donde V_u exceda ϕV_c , la separación de la configuración del refuerzo determinado en el paso anterior puede calcularse expresando la ecuación C.11-15 en función de la resistencia requerida V_s . Así, utilizando barras #3, en la zona de plastificación se tiene:

$$s = \frac{4 * 0.71 * 420 * 44}{414.5377} * 10^{-1} = 12.66 \text{ cm} = 12 \text{ cm}$$

Y en la zona por fuera esta:

$$s = \frac{2 * 0.71 * 420 * 44}{135.3099} * 10^{-1} = 19.393 \text{ cm} = 19 \text{ cm}$$

- **Paso 8:** en cumplimiento a los requerimientos de confinamiento, la separación en ambos extremos del elemento y en longitudes iguales a dos veces la altura del elemento, medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz, la separación por zona de confinamiento, debe ser la menor de 30 cm, $d/4$, $8d_{bl}$, $24d_e$, que en orden son 30 cm, 11 cm, 15 cm, 22 cm para una separación final de 11 cm (Sec. C.21.5.3.1 y Sec. C.21.5.3.2). En la zona por fuera de la región de plastificación únicamente debe verificarse la condición de $d/2$ igual a 22 cm (Sec. C.21.5.3.4).

Finalmente, la separación de diseño dentro y por fuera de la zona de plastificación es igual a 11 cm y 19 cm respectivamente. Esto demuestra que un diseño consistente con la NSR-10, garantiza secciones previstas para la rotulación con refuerzo transversal adecuado (del termino en ingles *conforming*). Esta información es requerida para la asignación de rótulas de acuerdo al FEMA 356 o ATC-40.

- **Resistencia a flexión de la columna.** Considerando la Cuadro 1, se tiene:

- **Amplificador dinámico de los momentos de las columnas (metodología Paulay y Priestley).** Para un sistema aporticado en dos direcciones se establece un valor del factor de amplificación dinámico en y por encima de 4.35 m ($0.3H = 0.3 * 14.5 = 4.35m$) igual a 1.46 ($\omega = 0.5T + 1.1 = 0.5 * 0,733 + 1.1 = 1.4665$), el cual se encuentra condicionado a un valor mínimo de 1.5 según la ecuación (20). A su vez, se permite una variación lineal desde el factor correspondiente en la base de la columna e igual a 1.1 hasta la altura $0.3H$ siempre y cuando el valor del factor en el segundo nivel no sea menor a 1.5. Finalmente, en el piso superior se establece un factor de 1.1, y de 1.5 en el nivel inmediatamente inferior a este. De este modo, la Figura 58 representa la evaluación del factor de amplificación dinámico para las columnas del pórtico de cinco niveles.

- **Demandas de diseño momento-carga axial.** Aunque la metodología expuesta en Paulay y Priestley 1992 requiere la determinación de las cargas axiales de diseño a partir de las fuerzas cortantes desarrolladas por la sobrerresistencia de las vigas y de las cargas gravitacionales factorizadas apropiadamente, estas no son consideradas ya que pueden conllevar a valores de carga mayores que los correspondientes al del análisis elástico. Lo anterior igualmente puede conducir a un sobrediseño de la sección o una sobreestimación de la capacidad del elemento. Inclusive los coeficientes de carga establecidos por el reglamento que buscan tomar en cuenta, entre otros aspectos, la probabilidad de que más de una carga externa ocurra de forma simultánea pueden no satisfacer los objetivos de comportamiento.

Puesto que el factor de sobrerresistencia del elemento ϕ_o tiene implícito los efectos de las cargas gravitacionales, el procedimiento propuesto en Paulay y Priestley 1992 requiere un diseño de columnas a partir las acciones sísmicas, por lo tanto y con base a lo mencionado, se han considerado las combinaciones en los ejes de las vigas o nodos, dados por los valores de las cargas axiales obtenidos del análisis elástico y correspondientes a los casos de carga $1.2D + L \pm E$ y $0.9D \pm E$

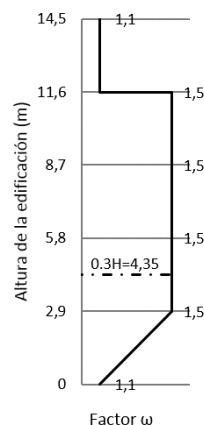
y de los valores de momento obtenidos de la evaluación de la fuerza sísmica en la dirección de análisis, sismo en x (Figura 25).

Siguiendo la ecuación (19), una reducción del momento obtenido en el nodo de una columna puede efectuarse tal que corresponda al momento de diseño en la cara del elemento, ver serie de punto rojos de la Figura 25.

De acuerdo con el procedimiento de la NSR-10 la serie de puntos verdes en la Figura 25, representa las combinaciones de carga representativas de los momentos y fuerzas axiales obtenidos en el análisis para el diseño de columnas.

Las envolventes nominales y de diseño para secciones con cuantías del uno por ciento, se representan mediante la línea verde y azul, respectivamente (Figura 25).

Figura 58. Evaluación del factor de amplificación dinámico para las columnas del pórtico de cinco niveles.



Fuente: Adaptado de Paulay, T., y Priestley, M. J. N. Evaluación del factor de amplificación dinámico para las columnas del pórtico de cinco niveles. [Imagen]. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. 1ª edición. New York: John Wiley & Sons, Inc. 1992. p 768.

Un chequeo adicional al cumplimiento del requisito de resistencia debe realizarse en el procedimiento del reglamento Colombiano. La filosofía de “columna fuerte-viga débil” debe evaluarse a través de la comparación entre la suma de los momentos nominales de la sección crítica de las columnas de un nodo con respecto a la suma de los momentos nominales de las vigas en la cara de las columnas del mismo nodo incrementada en un veinte por ciento. De acuerdo a la serie de puntos negros y azules de la Figura 25 se tiene:

Tabla 27. Chequeo del criterio columna fuerte-viga débil en el diseño a flexión de columnas de acuerdo a la NSR-10. Valores expresados en unidades de kN.m.

Nivel	Sentido	Nodos Eje C. Sismo positivo y negativo					Relación
		A_s	$M_{n,vg}$	$\Sigma M_{n,vg}$	$M_{n,col}$	$\Sigma M_{n,col}$	
1	-	17.34	295.66	451.71	562.83	1091.91	2.42
	+	8.79	156.05		529.08		
2	-	18.45	312.88	478.34	525.62	1014.03	2.12
	+	9.34	165.46		488.42		
3	-	18.45	312.88	468.93	484.78	784.56	1.67
	+	8.79	156.05		299.78		
4	-	16.47	281.99	425.86	297.82	564.18	1.32
	+	8.08	143.87		266.36		

Ahora bien, si se realizara la comparación con respecto a la suma de los momentos probables de las vigas en lugar de la suma de los momentos nominales, sería necesario un incremento en el diámetro de la varilla de barras #6 a barras #7 para cumplir con el chequeo de los seis quintos:

Tabla 28. Chequeo del criterio columna fuerte-viga débil en el diseño a flexión de columnas considerando el desarrollo de los máximos momentos probables en vigas. Valores expresados en unidades de kN.m.

Nivel	Sentido	Nodos Eje C. Sismo positivo y negativo					Relación
		A_s	$M_{pr,vg}$	$\sum M_{pr,vg}$	$M_{n,col}$	$\sum M_{n,col}$	$\frac{\sum M_{n,col}}{\sum M_{pr,vg}}$
1	-	17.34	387.45	595.10	663.56	1296.43	2.18
	+	8.79	207.66		632.87		
2	-	18.45	409.15	629.12	630.00	1228.19	1.95
	+	9.34	219.97		598.18		
3	-	18.45	409.15	616.80	594.70	965.27	1.56
	+	8.79	207.66		370.57		
4	-	16.47	370.14	561.82	368.69	707.09	1.26
	+	8.07	191.68		338.39		

- **Fuerzas cortantes de diseño en columnas.** Con el propósito de analizar y comparar cuantitativamente las fuerzas cortantes de diseño calculadas a partir de lo propuesto en Paulay y Priestley 1992, Englekirk 2003 y la NSR-10, se muestra los resultados de computo a través de la Tabla 7, Tabla 9 y Tabla 10.

Aspectos adicionales en la metodología de Paulay y Priestley 1992, Englekirk 2003 se desglosan a continuación:

- **Metodología propuesta en Paulay y Priestley 1992.** Tomando en cuenta que el cálculo de la fuerza cortante depende de la localización en altura del elemento, los valores de diseño en columnas de pisos intermedios del eje C del pórtico del eje 4 se ilustran en la Figura 59 (ecuación (22)):

Figura 59. Fuerzas cortantes de diseño en columnas de pisos intermedios de acuerdo a la metodología propuesta por Paulay y Priestley 1992.



	V_E kN	$\overrightarrow{\phi_o}$ kN	$\overleftarrow{\phi_o}$ kN	$V_u = 1.6\overrightarrow{\phi_o}V_E$ kN	$V_u = 1.6\overleftarrow{\phi_o}V_E$ kN
Nivel 6		No Aplica	No Aplica	No Aplica	No Aplica
	36.8517				
Nivel 5		4.02	4.02	236.99	236.99
	51.8636	4.02	4.02	333.54	333.54
Nivel 4		3.01	3.01	249.89	249.89
	83.2921	3.01	3.01	401.32	401.32
Nivel 3		2.76	2.76	368.15	368.15
	85.1643	2.76	2.76	376.43	376.43
Nivel 2		3.17	3.17	431.43	431.43
	73.3245	3.17	3.17	371.46	371.46
Nivel 1		No Aplica	No Aplica	No Aplica	No Aplica

Por otro lado, el cortante de diseño de la columna del primer nivel depende de la sobrerresistencia a flexión de la sección en la base. De acuerdo a la Figura 25A para la envolvente de diseño el rango de cargas axiales que podría generar el mayor valor de cortante corresponde a un momento nominal igual a 699.86 kN.m. Con un factor de sobrerresistencia del elemento de 3.17, momento elástico debido a acciones sísmicas en la línea central de la viga de 38.96 kN.m, altura de la viga de 0.50 m y luz libre de la columna igual a 2.4 m se tiene con base a la ecuación (23) que:

$$V_u = \frac{1.35 * 699.86 + 1.6 * 3.17 * 38.96}{2.4 + 0.5 * 0.5} = 431.02 \text{ kN}$$

Por último, si en la columna superior se desea un mecanismo análogo al de la columna del primer nivel, un procedimiento similar al descrito debe seguirse. Luego, de acuerdo a la Figura 25E, se tiene un valor de momento nominal para el rango de cargas axiales en el extremo superior, igual a 288.44 kN.m. Para un valor de momento flector debido a fuerzas sísmicas en el extremo inferior de 42.87 kN, un factor de sobrerresistencia del elemento en dicha zona de 4.02, altura de la viga de 0.5 m y luz libre de columna de 2.4 m, el valor de cortante último es:

$$V_u = \frac{1.35 * 389.40 + 1.6 * 4.02 * 42.87}{2.4 + 0.5 * 0.5} = 250.98 \text{ kN}$$

Si fuera seleccionado un mecanismo de rotulación simultánea y considerando un momento probable en el extremo inferior de la columna igual a 394.17 kN.m (1.35*291.98), y en el extremo superior de 389.40 kN.m (1.35*288.44), el valor del cortante último sería similar al de la ecuación de la sección C.21.6.4.1 de la NSR-10 sin incluir los efectos de la fuerza cortante debido a la carga gravitacional:

$$V_u = \frac{394.17 + 389.40}{2.4} = 326.49 \text{ kN}$$

Este último resultado concuerda con los conceptos previos puesto que mayores valores de cortante serían exigidos si se presentara rotulación en ambos extremos de las columnas, en comparación a la formación de una única rótula en el extremo superior. Cualquier condición que sea asumida debe compararse con el valor calculado en la Figura 59 en el extremo inferior e igual a 236.99 kN.

- **Metodología propuesta por Englekirk 2003.** con base al procedimiento metodológico descrito en el **Anexo C** sea la Figura 60 y el nodo del nivel 1 con

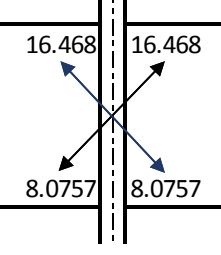
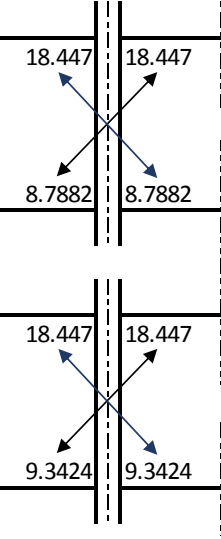
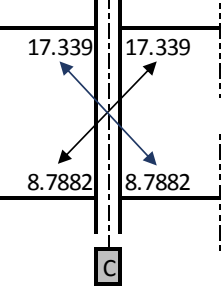
una máxima combinación de área, indicadas por las flechas azul y negro, igual a 26.13 cm^2 , siguiendo la ecuación indicada en la Tabla 4 para una columna central o intermedia de primer nivel, de altura de entre piso de 2.90 m, en el cual intersecta un viga de peralte de 0.50 m y con un valor de momento nominal con respecto al rango de cargas axiales en el extremo inferior de la columna igual a 699.86 kN.m, el valor del cortante es igual a 432.56 kN (Figura 60). Por otra parte, en el nodo del nivel dos donde la máxima combinación de área, indicadas por las flechas azul y negro, es 27.79 cm^2 , el valor de la fuerza cortante siguiendo la ecuación para una columna central de nivel intermedio es igual a 299.38 kN (Tabla 12), asumiendo una altura de entrepiso de 2.90 m tanto para la columna superior como inferior y un peralte de la viga de 0.50 m (Figura 60).

Siguiendo el procedimiento anterior, para el nodo del nivel tres con un área de acero de 27.24 cm^2 , se tiene un valor de cortante de 293.41 kN. La implementación de esta ecuación conlleva a dos posibles valores de cortante por cada columna, puesto que el valor del cortante último debe obtenerse a partir del máximo valor calculado con respecto al nodo superior e inferior, debe escogerse como cortante de diseño el mayor de los valores obtenidos. De este modo, el cortante último en la columna 3 corresponde al máximo valor calculado en el nodo 2 y 3, es decir, entre 299.38 kN y 293.41 kN, por lo que el valor corresponde al del nodo inferior o el nodo del nivel 2.

Finalmente, considere la columna del piso 5, si se desea la formación de una rótula plástica en el extremo superior debe implementarse una ecuación similar a la usada en el primer piso siguiendo lo indicado en la Tabla 12 para una columna central de último nivel. Para un elemento con altura de entre piso de 2.90 m, en el cual se intersecta un viga de peralte de 0.50 m en el extremo inferior y cuya máxima combinación de área de acero es 24.54 cm^2 , con un máximo momento nominal obtenido del diagrama de interacción para la combinación de cargas

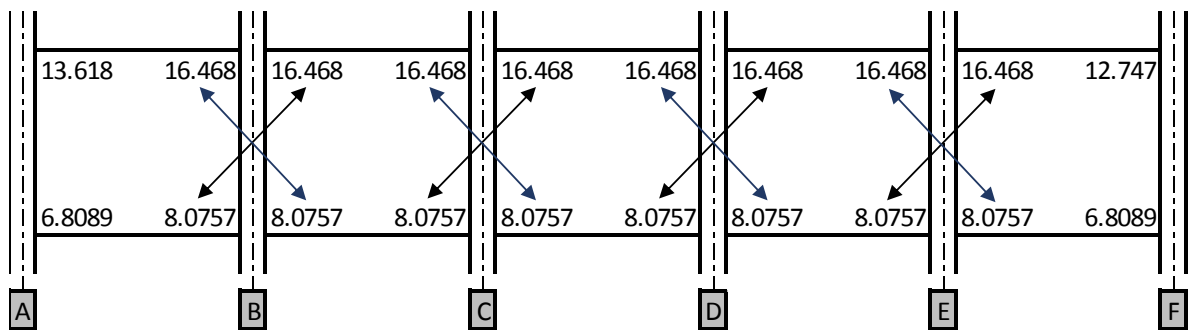
axiales en el extremo superior del elemento de 288.44 kN.m, se tiene que el valor de cortante es igual a 234.57 kN.

Figura 60. Fuerzas cortantes de diseño en columna del primer nivel, de un nivel intermedio y del nivel superior del eje C del pórtico del eje 4 de acuerdo a la metodología propuesta por Englekirk 2003. Valores expresados en unidades de cm², m, kN, MPa, kN.m.

NIVEL 5		$V_{cu1,pr} = \frac{0.55 [(A'_s + A_s)(d - d')\lambda_o f_y] + M_{c1,pr}}{h_{x1}}$ $V_{cu} = \frac{0.55[24.54 * (0.44 - 0.06) * 1.35 * 420 / 10] + 1.35 * 288.44}{2.9}$ $V_{cu} = 234.57 \text{ kN}$
NIVEL 3 Y 4		$V_{cu} = \frac{1.45(A'_s + A_s)(d - d')\lambda_o f_y}{h_x}$ $V_{cu} = \frac{1.45 * 27.79 * (0.44 - 0.06) * 1.35 * 420 / 10}{2.9}$ $V_{cu} = 299.38 \text{ kN}$
NIVEL 2		$V_{c1,pr} = \frac{0.55 [(A'_s + A_s)(d - d')\lambda_o f_y] + M_{c1,pr}}{h_{x1}}$ $V_{c1,pr} = \frac{0.55 [26.13 * (0.44 - 0.06) * 1.35 * 420 / 10] + 1.35 * 699.86}{2.9}$ $V_{c1,pr} = 432.56 \text{ kN}$

- **Fuerzas cortantes de diseño en nodos viga-columna.** En esta fase final de diseño, un procedimiento de cálculo análogo al diseño a cortante de columnas propuesto en Englekirk 2003 puede ser implementado. Considerando una vez más, el nivel 5 del pórtico del eje 4, las combinaciones de áreas de acero en el nodo tanto en el sentido positivo como negativo se muestran en la Figura 61 y en la tercera y cuarta columna de la Tabla 29.

Figura 61. Combinaciones de áreas de acero para el diseño de nodos del subpórtico del nivel 5, los valores están expresados en unidades de cm^2 .



Siendo conocida la máxima combinación de área de acero (columna 5 Tabla 29), así como los máximos valores de fuerza de tracción-compresión y el valor del menor cortante en la cara superior e inferior del nodo (cortante generado por el nodo 5), la determinación del cortante horizontal de la unión viga-columna implementando la ecuación (17) se muestra en la columna 8 de la Tabla 29.

Tabla 29. Valores de fuerza cortante de diseño en nodos del nivel 5 del pórtico del eje 4.

	Nodo	$\Sigma A_s \vec{E}$	$\Sigma A_s \overleftarrow{E}$	$\text{Max } \Sigma \overleftrightarrow{A_s}$	$\text{Max } T_{pr}$	V_{col}	V_u
		cm ²	cm ²	cm ²	kN.m	kN	kN
Nivel 5	A	6.81	13.62	13.62	772.13	146.70	625.42
	B	24.54	24.54	24.54	1391.63	264.41	1127.22
	C	24.54	24.54	24.54	1391.63	264.41	1127.22
	D	24.54	26.13	24.54	1391.63	264.41	1127.22
	E	24.54	24.54	24.54	1391.63	264.41	1127.22
	F	12.75	6.81	12.75	722.75	137.32	585.43

Previo a la determinación de la resistencia a cortante del nodo en la dirección del eje X, es necesario determinar si las cuatro vigas que intersectan un nodo interior o las tres vigas que intersectan un nodo exterior son elementos confinantes. Puesto que en la dirección principal de estudio las bases de las vigas son menores al 75% de la dimensión de la cara de la columna ($0.75 \times 0.70 \text{ m} = 0.525 \text{ m}$) y en la dirección perpendicular el ancho de las vigas cubren al menos el 75% del ancho respectivo de la columna ($0.75 \times 0.40 \text{ m} = 0.3 \text{ m}$), tanto los nodos geométricamente interiores como exteriores se clasifican como nodo de esquina.

El área horizontal efectiva, A_j , es igual a 0.28 m^2 y la resistencia al cortante es igual a 1333.46 kN ($0.75 \times 1.2 \times \sqrt{28} \times 1000 \times 0.28$) lo que para la sección mas critica constituye una relación demanda capacidad de 0.85 (NSR-10, Sec. C.21.7.4.1).

Anexo G. Análisis estático no lineal (Pushover) del pórtico plano de concreto reforzado resistente a momentos.

- **Curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo para elementos dúctiles de concreto reforzado.** De acuerdo a la NSR-10, los valores esperados basados en la media poblacional del acero proporcionan una estimación más realista de la resistencia de diseño en comparación a la calculada a partir de valores mínimos o nominales. Sin embargo, los valores hallados en González *et al.* muestran que el percentil 95 ofrece una información más confiable de la sobrerresistencia del material, ya que si se presenta una sobreestimación de los esfuerzos de fluencia en un componente dúctil, se vería reducida la relación entre la resistencia real y la resistencia de diseño a momento plástico, lo cual tendría un impacto conservador en la protección de los elementos diseñados por capacidad. Caso contrario al hecho de subestimar la presencia de valores que se encuentren por encima de la media Overby; Kowalsky y Seracino.

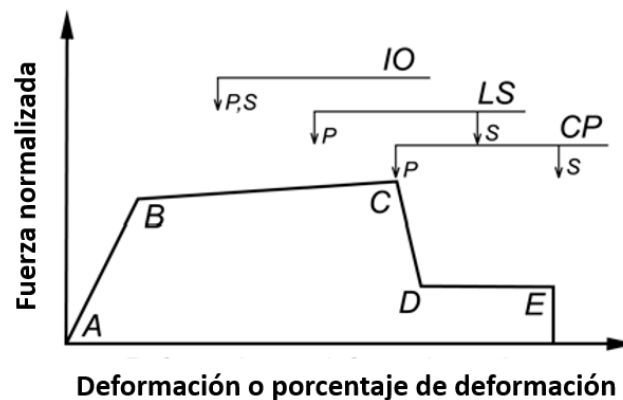
Por tal motivo, valores característicos del percentil 95 son implementados para modelar el comportamiento monotónico no lineal del acero de refuerzo.

- **Propiedades elásticas de los elementos.** Debido a la baja resistencia a tensión del concreto, el agrietamiento de este material ocurre a cargas mucho menores que aquellas correspondientes a la fluencia del refuerzo y a la capacidad portante de los elementos. Teniendo en cuenta que en el análisis, la implementación de una rigidez totalmente elástica del concreto no agrietado es inapropiado, los valores de momento y rotación de fluencia de la secciones se obtiene mediante el software de análisis SAP2000, utilizando valores aproximados de rigidez inicial efectiva de acuerdo a la Tabla 16. Los requisitos establecidos en dicha tabla, proporcionan valores para el nivel de resistencia cercana a la fluencia del elemento, siempre y cuando se implemente cargas mayoradas en el análisis estructural.

- **Desarrollo del análisis Pushover.** El procedimiento de análisis Pushover implementado en este trabajo, parte de la modelación del pórtico plano usando el software SAP2000, en donde se asignaron elementos con plasticidad concentrada mediante rótulas plásticas en ambos extremos de vigas y columnas con base a las propiedades establecidas por las guías del FEMA 356 y el ATC 40 (Figura 62). Los valores numéricos de dichas propiedades se encuentran establecidos en la tabla 6-7 y 6-8 del FEMA 356 Federal Emergency Management Agency.

Los valores necesarios para definir la relación momento rotación, se obtienen mediante la definición de cinco puntos (A, B, C, D, E) que caracterizan el comportamiento de la rótula y tres puntos que definen los niveles de desempeño y los criterios de aceptación estructural. Estos dos últimos relacionan las fuerzas inducidas por sismo y las deformaciones en la estructura, los cuales se denominan ocupación inmediata (IO), seguridad de vida (LS) y prevención del colapso (CP).

Figura 62. Relación fuerza deformación de una rótula plástica convencional.



*P=componente primario

*S=componente secundario

Fuente: FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. Relación fuerza deformación de una rótula plástica convencional. [imagen]. FEMA 356 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. 1a edición. Washington, D.C.: Createspace Independent Pub. 2000. p. 519.

El comportamiento de la rótula está definida por el punto A que representa una condición de no carga, el punto B la fluencia del elemento, la zona A-B muestra la respuesta lineal de la estructura, la porción B-C representa el fenómeno de endurecimiento por deformación con una disminución en la rigidez, el punto C representa la resistencia y la deformación ultima, la zona C-D muestra una falla inicial del elemento con una reducción súbita de la rigidez y D corresponde a la resistencia residual. La resistencia a cargas laterales más allá del punto C es por lo general poco fiable.

Por otro lado, la resistencia residual de D a E permite a los elementos portar cargas gravitacionales. Más allá del punto E, la carga gravitacional ya no puede ser soportada y la resistencia se reduce a cero.

Posteriormente, una combinación de carga estática no lineal es establecida para representar el estado inicial, previo a la condición de empuje por carga lateral. El estado inicial se refiere únicamente a la componente de fuerzas gravitacionales, expresada por $Q_G = 1.1(Q_D + Q_L)$ donde Q_D es igual a la carga muerta y Q_L a la carga viva efectiva, la cual corresponde al 25% de la carga viva de diseño no reducida, pero no menor que la carga viva real Federal Emergency Management Agency. A partir de esto, se tiene en cuenta que del análisis elástico de la estructura, los valores de carga distribuida sobre las vigas presentan valores promedio de carga muerta de 31 kN/m y de carga viva de 9 kN/m.

La distribución vertical de fuerza lateral corresponde a una carga triangular invertida asumiendo que la estructura vibrara en su primer modo o modo fundamental mediante el desplazamiento horizontal de todos los niveles en una misma dirección. La amenaza sísmica corresponde al espectro de respuesta dado por el código nacional para la zona de Bucaramanga, cuyos efectos en la zona de interés tienen

una probabilidad de excedencia del 10% en un lapso de 50 años correspondiente a un periodo promedio de retorno de 475 años (Figura 51).

Una vez efectuado el proceso de análisis de carga lateral incremental, que permite conocer la curva de capacidad del pórtico a partir de la gráfica cortante en la base versus desplazamiento en el tope, se procede al desarrollo del método del espectro de capacidad Comartin; Niewiarowski y Rojahn, el cual superpone el espectro de demanda sísmica representativo del movimiento del suelo, con la curva de capacidad que determina la habilidad de la estructura para resistir dicho movimiento, con el fin de establecer la demanda de desplazamiento en esta.

La demanda de desplazamiento ocurre en un lugar sobre el espectro llamado punto de desempeño, que representa el punto donde la fuerza lateral total esperada es igual a la fuerza lateral aplicada, es decir, la condición donde la capacidad sísmica de la estructura es igual a la demanda debido al movimiento del suelo. La Figura 28A con valores de abscisa en términos del desplazamiento espectral y con valores de ordenada en términos de aceleración espectral, muestra la localización de dicho punto a través de la intersección entre la línea que conecta las demandas de carga lateral en cada etapa de análisis con la curva de capacidad.

Considerando un amortiguamiento efectivo en la estructura igual a la suma entre el amortiguamiento equivalente, con factor de modificación k para un comportamiento estructural de una edificación esencialmente nueva y para una duración larga del terremoto, y el amortiguamiento viscoso inherente del 5%, el procedimiento conduce a un punto de desempeño con desplazamiento de 0.125 m y periodo efectivo de 1.164 s. El estado de las rótulas en el paso 5 de análisis, muestra un nivel de desempeño inferior al de ocupación inmediata (Figura 29). Igualmente, una deriva promedio de 0.009 para una altura total de la edificación, h , de 14.50 m, se observó en dicha fase de análisis, la cual se encuentra entre los límites de deriva de $0.01h$ para un nivel de desempeño IO Comartin; Niewiarowski y Rojahn.

Un segundo enfoque de análisis se implementó, con base al método del coeficiente de desplazamiento descrito en el FEMA 356 Federal Emergency Management Agency. De acuerdo a este procedimiento, el desplazamiento objetivo que se espera en la estructura durante el evento de diseño es igual a $\delta_i = C_o C_1 C_2 C_3 S_a (T_e^2 / 4\pi^2) g$. Los datos principales así como parámetros adicionales de cálculo se muestran en la Tabla 30.

Tabla 30. Valores calculados para el desarrollo del método del coeficiente de desplazamiento en el análisis del pórtico plano, los valores están expresados en unidades de kN,m,C.

Ítem	Descripción	Valor
C0	Factor de modificación que relaciona el desplazamiento espectral de un sistema equivalente de un grado de libertad con el desplazamiento en el tope del sistema de múltiples grados de libertad	1.26
C1	Factor de modificación que relaciona los máximos desplazamientos inelásticos esperados con los desplazamientos calculados para la respuesta elástica lineal	1
C2	Factor de modificación para representar el efecto de <i>pinched hysteretic shape</i> , degradación de rigidez y deterioro de la resistencia en la respuesta de desplazamiento máximo.	1
C3	Factor de modificación para representar los efectos P-Δ.	1
Sa	Aceleración del espectro de respuesta, en el periodo fundamental efectivo y porcentaje de amortiguamiento de la edificación en la dirección bajo consideración	0.73
G	Aceleración de la gravedad	9.80
Te	Periodo fundamental efectivo	0.78
Ti	Periodo fundamental elástico, calculado del análisis dinámico elástico.	0.78
Ki	Rigidez lateral elástica de la edificación	24128.51
Ke	Rigidez lateral efectiva de la edificación	24128.51
Alpha	Factor de reducción de la rigidez lateral efectiva	0.06

Tabla 30. Continuación

Parámetro	Tipo	Factor de reducción (ϕ_a)	Existe
R	Relación entre la demanda de fuerza elástica y el coeficiente de elasticidad	3.29	
Vy	Resistencia de fluencia calculada usando los resultados del Pushover para la curva fuerza-desplazamiento no lineal idealizada	1340.81	
Weight	Peso sísmico efectivo	6022.05	
Cm	Factor de masa efectiva	1	
Ts	Periodo característico	0.64	

A partir de lo anterior se obtuvo la curva bilineal idealizada con un desplazamiento objetivo de 0.139 m (Figura 28B) relacionado al paso 5 de análisis (Figura 29).

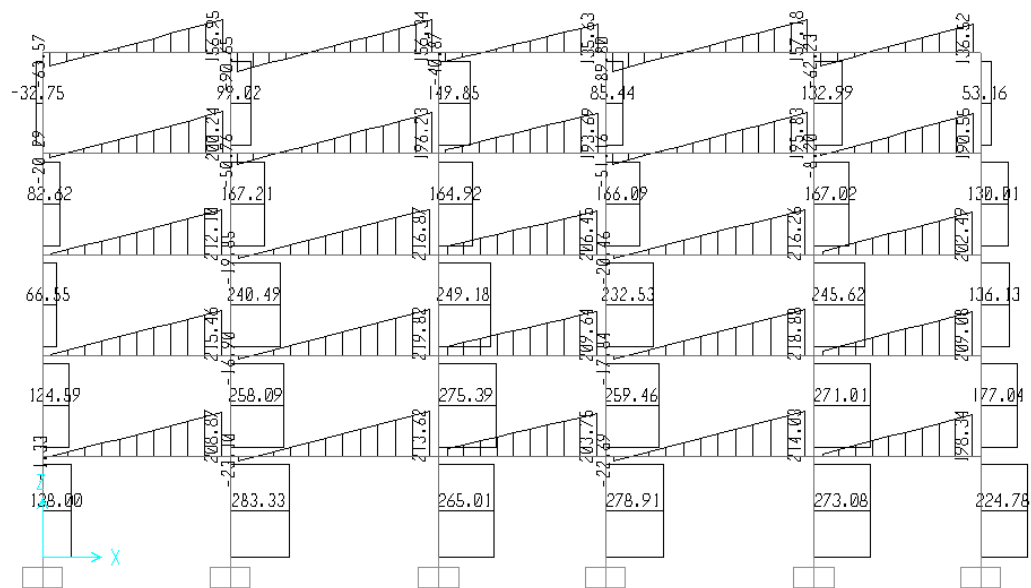
Los procedimientos descritos se desarrollaron a partir de la asignación de rótulas controladas por deformación o de acción dúctil, sin embargo, con el propósito de evaluar la efectividad de las ecuaciones de cortante propuestas en Englekirk 2003, rótulas adicionales controladas por fuerza o de acción frágil, fueron incorporadas. Conforme al numeral 6.5.2.4.2 del FEMA 356, no se consideró ningún tipo de ductilidad en dichas rótulas, es decir, se asumió la falla inmediata del elemento una vez su resistencia es superada por las demandas actuantes.

Asumiendo que los valores de cortante nominal son iguales a los valores de cortante calculados en la Tabla 9 y mayorados por el factor de reducción de resistencia, los límites en los niveles de desempeño corresponden a la resistencia nominal, a tres cuartos de la resistencia nominal y a un medio de la resistencia nominal para prevención del colapso, seguridad de la vida y ocupación inmediata.

Aunque las ecuaciones planteadas se encuentran en la premisa de un comportamiento elástico de las columnas de niveles intermedios, no se presentó una falla por cortante de acuerdo con la evaluación del estado de las rótulas en el punto de desempeño y de desplazamiento máximo (Figura 31 y Figura 63).

Finalmente, si se considera un incremento del acero de refuerzo longitudinal de las columnas con el fin de cumplir las exigencias incorporando los momentos probables de las vigas en la ecuación C.21-4 del reglamento Colombiano, para una etapa de análisis cercana a un periodo efectivo de 1.164 s y desplazamiento máximo de 0.139 m, se tiene un estado de las rótulas dentro del rango elástico y dentro del rango de fluencia para columnas y vigas respectivamente (Figura 30).

Figura 63. Demandas de fuerzas cortantes en el paso 5 del análisis Pushover del pórtico plano considerando la asignación de rótulas por flexión y por cortante, los valores están expresados en unidades de kN.



Anexo H. Procedimiento de diseño por capacidad para el comportamiento estructural predecible de muros estructurales dúctiles en voladizo de concreto reforzado.

Con el propósito de demostrar la importancia de la implementación de un método racional basado en capacidad para la determinación de la resistencia a flexión a lo largo de la longitud del elemento, un muro de concreto reforzado en voladizo de 10 niveles de altura será diseñado teniendo en cuenta la metodología propuesta en Paulay y Priestley 1992 y en Priestley; Calvi y Kowalsky 2007, los cuales serán analizados y comparados con respecto a un diseño siguiendo el procedimiento de la NSR-10. Las demandas obtenidas en cada uno de los modelos son alcanzadas suministrando una resistencia de acuerdo a los requisitos establecidos en el código de construcción nacional.

Previo al desarrollo de las metodologías propuestas en la NSR-10, Paulay y Priestley 1992 y Priestley; Calvi y Kowalsky 2007, un análisis preliminar de las demandas en el muro permite identificar la combinación de carga crítica de diseño, la cual se encuentra representada por el diagrama de momento flector de la Figura 13. La combinación crítica representa una relación demanda capacidad lo más cercana a la unidad bajo el estado de fuerzas axiales, ya que representa la condición de carga que inicialmente superaría el valor de resistencia nominal si las demandas sísmicas superan las esperadas. A su vez, en la Tabla 31 se tabulan las demandas de momento-fuerza axial para cada combinación de carga en la base del elemento.

- **Diseño del muro según la NSR-10.** Con base a los criterios de diseño a la resistencia última, los diagramas de interacción para flexión-carga axial se representan gráficamente en la Figura 64, garantizando la condición $(\phi M_n, \phi P_n) \geq (M_u, P_u)$. Siguiendo un diseño convencional, se han establecido dos zonas de suspensión del refuerzo longitudinal en la parte superior del piso 2 y del piso 4.

Tabla 31. Demanda de carga axial y momento flector en el muro estructural de concreto reforzado.

Piso	Pier	Caso de carga/Combo	Localización	P	V2	M3
				kN	kN	kN-m
Piso1	P1	COMB1	Inferior	-7884.32	-0.7079	-39.59
Piso1	P1	COMB2	Inferior	-7778.59	-0.7321	-39.43
Piso1	P1	COMB3 Max	Inferior	-7295.97	2704.9692	37207.82
Piso1	P1	COMB3 Min	Inferior	-7495.76	-2706.3394	-37282.56
Piso1	P1	COMB7 Max	Inferior	-7064.25	896.5575	12631.66
Piso1	P1	COMB7 Min	Inferior	-7727.48	-897.9278	-12706.39
Piso1	P1	COMB11 Max	Inferior	-4968.59	2705.1992	37219.74
Piso1	P1	COMB11 Min	Inferior	-5168.39	-2706.1094	-37270.64
Piso1	P1	COMB15 Max	Inferior	-4736.88	896.7876	12643.57
Piso1	P1	COMB15 Min	Inferior	-5400.10	-897.6977	-12694.47

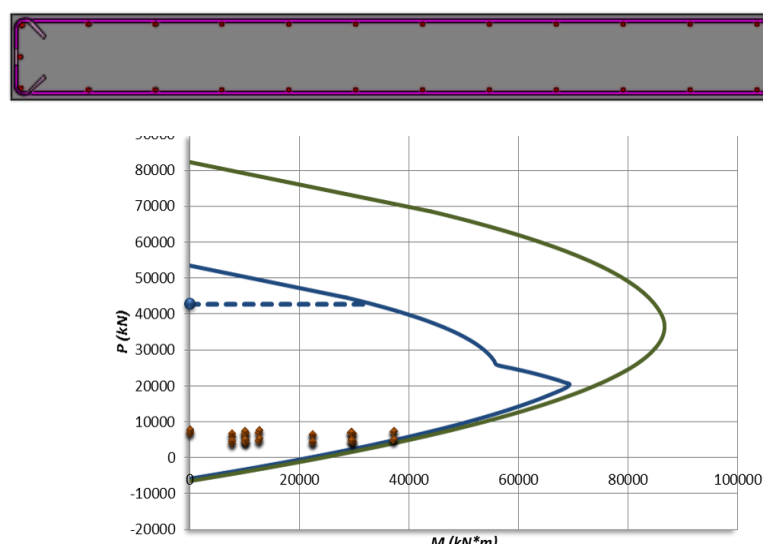
La evaluación del requerimiento de elementos de borde se realizó con base a lo establecido en la sección C.21.9.6.2²⁵⁷ del reglamento nacional, ya que el elemento se encuentra efectivamente continuo desde la base hasta la parte superior, con una única sección crítica para flexión y carga axial. Bajo el desplazamiento de diseño en el tope y propiedades de sección fisurada dichos elementos no fueron solicitados. A su vez, ningún requerimiento adicional de refuerzo transversal en el borde fue exigido puesto que la cuantía de refuerzo longitudinal en dicha zona es menor de $2.8/f_y$, sin embargo, el refuerzo transversal que termina en los bordes del muro debe tener un gancho estándar que enganche el refuerzo de borde debe terminar en un gancho estándar que enganche el refuerzo de borde o el refuerzo de borde debe estar abrazado con estribos en U (Sec. C.21.9.6.5²⁵⁸).

²⁵⁷ MINISTERIO DE AMBIENTE VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL, Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, Op.cit., p. C392-C393.

²⁵⁸ Ibid., p. C394.

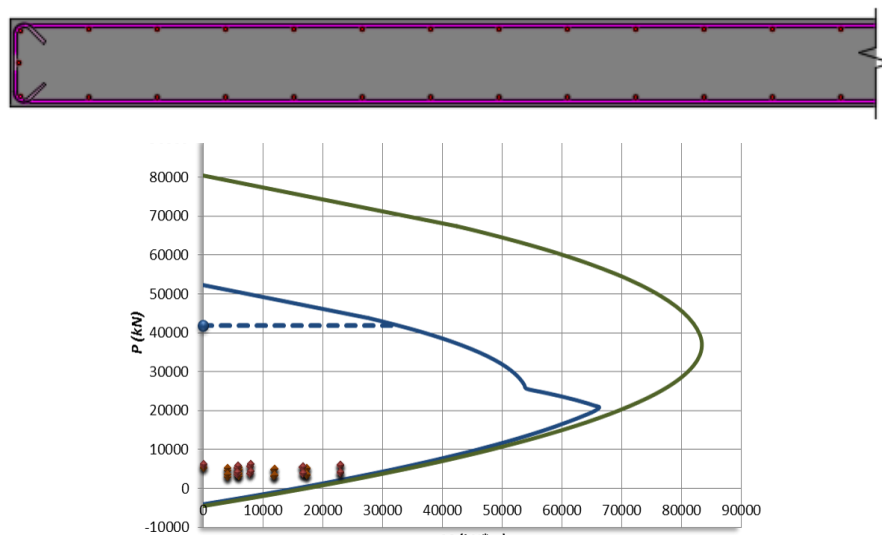
Figura 64. Diagrama de interacción A. del el piso 1 al piso 2, B. del piso 3 al 4, C. del piso 5 al 10.

A.



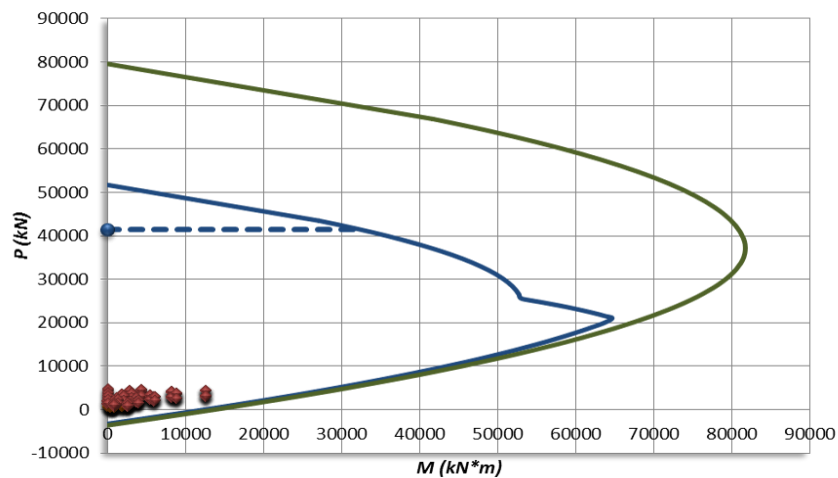
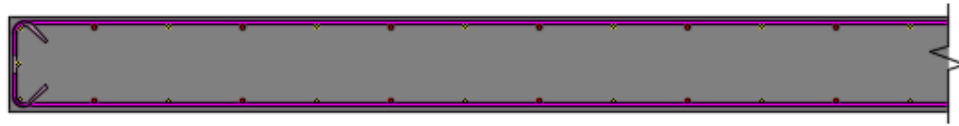
*54 barras #6 a 32 cm en dos capas en ambas direcciones. Cuantía de refuerzo 0.0048. Máxima Relación demanda capacidad en la base del primer piso de 0.993. Caso de carga critica combo11max.

B.



*54 barras #5 a 32 cm en dos capas en ambas direcciones. Cuantía de refuerzo 0.0033. Máxima Relación demanda capacidad en la base del tercer piso de 0.796. Caso de carga critica combo11max.

C.



*30 barras #4 y 24 #5 a 32 cm en dos capas en ambas direcciones. Cuantía de refuerzo 0.0026. Máxima Relación demanda capacidad en la base del quinto piso de 0.278. Caso de carga crítica combo11max.

- **Diseño del muro según la metodología propuesta en Paulay y Priestley 1992 y Priestley; Calvi y Kowalsky 2007.** Puesto que las metodologías propuestas en Paulay y Priestley 1992 y Priestley; Calvi y Kowalsky 2007 presentan algunos criterios en común relacionados a la obtención de envolventes de momentos, la descripción de los procedimientos se realizara de forma paralela delimitando los conceptos de cada propuesta.

Se describirá un procedimiento para la obtención de una primera envolvente sugerida en Paulay y Priestley, la cual se caracteriza por la implementación de un apropiado factor de reducción de resistencia sobre los momentos demandados, $M_n \geq M_E/\phi$ y $P_n \geq P_g/\phi$. Aunque esta es descrita como una envolvente nominal, un incremento de las demandas actuantes se requiere con el fin de incorporar dichos

factores, lo que equivale a un diseño de las secciones del elemento mediante diagramas de interacción momento carga axial basados en una resistencia confiable. Cabe señalar que los autores no consideran los efectos de las cargas gravitacionales en los momentos generados en el muro, razón por la cual se hace alusión a los momentos demandados como los momentos debido únicamente a la acción sísmica, M_E . Puesto que estos efectos están siendo incorporados en el análisis se debe tener presente que $M_E = M_{\text{resultante de las cargas del código}}$ (ecuación (25)) lo que corresponde al momento del estado de carga crítico (Figura 13).

Igualmente, se describirá un procedimiento para la obtención de una segunda envolvente sugerida en Priestley; Calvi y Kowalsky 2007, la cual se caracteriza por la implementación de las resistencias esperadas de los materiales y la no inclusión de factores de reducción de resistencia en la determinación de las áreas de refuerzo a flexión. Respecto a las resistencias esperadas de los materiales, los autores²⁵⁹ recomiendan implementar valores de diseño iguales a $f'_{ce} = 1.3f'_c$ para el concreto y $f_{ye} = 1.1f_y$ para el acero. Tomando como referencia los valores promedios de la Tabla 10, se adoptará en el diseño una resistencia esperada del acero de refuerzo igual a 470,30 MPa, cuya relación con la resistencia nominal especificada en la NSR-10 se encuentra cercana al factor descrito anteriormente. Gómez Hurtado afirma que al no tener “registros consolidados de la producción de concreto que valide el factor previamente referido, es conveniente y conservador asumir un valor esperado igual a $f'_{ce} = 1.0f'_c$ ”²⁶⁰.

- **Diseño a flexión en la base del muro.** De acuerdo con los criterios del método de diseño por resistencia, la sección en la base del muro fue diseñada

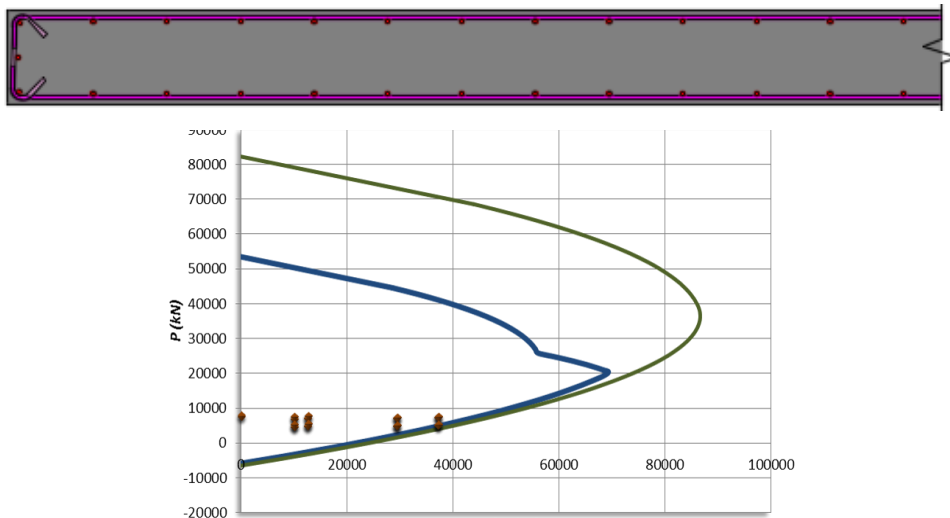
²⁵⁹ PRIESTLEY; CALVI y KOWALSKY, Op.cit., p. 144.

²⁶⁰ GÓMEZ HURTADO, Carlos Andres. Análisis comparativo entre la metodología de diseño basada en fuerzas y la metodología de diseño basada en desplazamientos para sistemas combinados. Trabajo de grado Maestría en Ingeniería Civil con énfasis en Ingeniería Estructural. Bogotá, D.C.: Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito. 2015. p. 41-43.

garantizando una resistencia requerida, (M_u, P_u) , menor o igual a la envolvente de valores confiables, $(\phi M_n, \phi P_n)$ (Figura 65A), y a la envolvente de valores nominales esperados, $(\phi M_{ne}, \phi P_{ne})$ (Figura 65B), según los procedimientos establecidos en Paulay y Priestley 1992 y Priestley; Calvi y Kowalsky 2007, respectivamente. A partir de la metodología en Paulay y Priestley 1992 se obtuvo una relación demanda capacidad de 0.993 y momento nominal resistente, M_{nr} , de 41624.61 $kN.m$. Por otro lado mediante la metodología de Priestley; Calvi y Kowalsky 2007, se obtuvo una relación demanda capacidad de 0.98 y momento nominal resistente de valores esperados, M_{nre} , de 37956.48 $kN.m$. Para ambos casos, los cálculos se realizaron con base a la combinación de carga crítica, combo 11 max 0.9D+E.

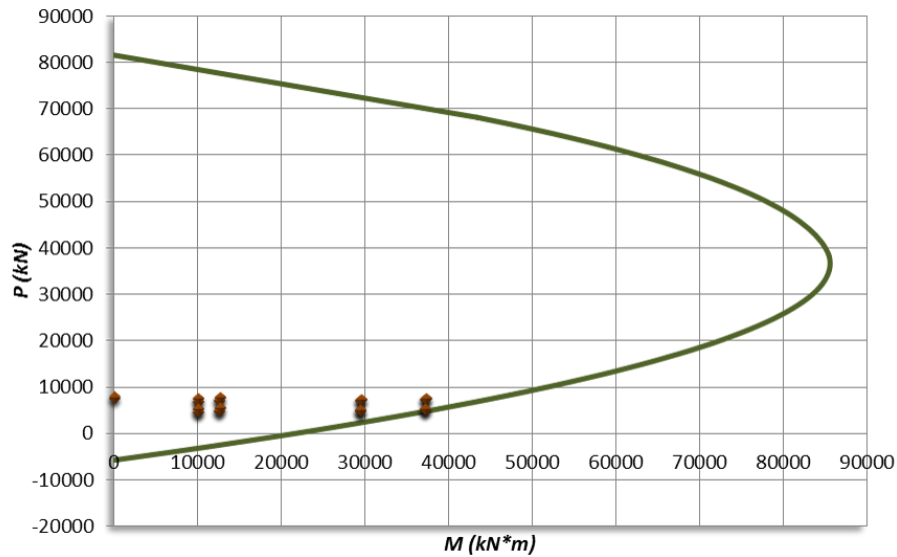
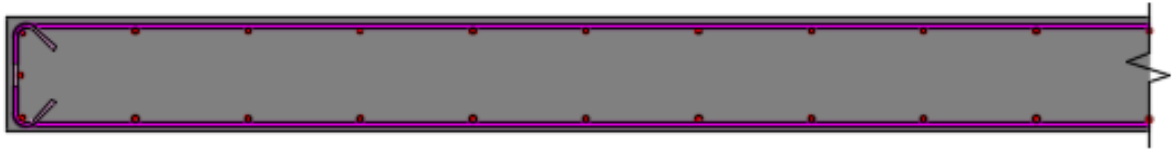
Figura 65. Diagrama de interacción de la base del muro. (A) envolvente de momento de acuerdo a los parámetros en Paulay y Priestley 1992 (B) envolvente de momento de acuerdo a los parámetros en Priestley; Calvi y Kowalsky 2007.

A.



*54 barras #6 organizadas en dos capas en ambas direcciones. Cuantía de refuerzo 0.0048. Máxima Relación demanda capacidad en la base del primer piso de 0.99. Caso de carga crítica COMBO11Max

B.



*44 barras #6 organizadas en dos capas en ambas direcciones. Cuantía de refuerzo 0.0039. Máxima Relación demanda capacidad en la base del primer piso de 0.98. Caso de carga crítica COMBO11Max.

- **Sobrerresistencia a flexión en la base del muro.** Una vez realizado el diseño a flexión en la base del muro es posible determinar la sobrerresistencia a partir del factor ϕ_o definido en la ecuación (5) y (25). Con base a la metodología en Paulay y Priestley 1992 y considerando un incremento de la resistencia del acero del 35% se tiene que:

$$\phi_{o,w} = \frac{M_o}{M_{rcc}} = \frac{\lambda_o M_n}{M_{resultante de las cargas del codigo}} = \frac{1.35 * 41624.61}{37219.74} = 1.5656 = 1.57$$

Si la capacidad nominal de la sección crítica ϕM_n fuese igual a la demanda de diseño M_{rcc} , el factor de sobrerresistencia podría ser expresado como la relación

entre los valores de sobrerresistencia del material λ_o y el factor de reducción de resistencia $\phi = 0.9$ e igual a 1.5. Lo anterior indica que el valor de resistencia nominal en la base de la sección se encuentra muy cercano al valor de resistencia requerida, o del momento de vuelco M_{rcc} resultante de la combinación de carga crítica.

Siguiendo lo descrito anteriormente y con el fin de estimar en cuanto se excedió el refuerzo a flexión con respecto al requerido, el factor de sobrerresistencia en la sección diseñada según la metodología propuesta por Priestley; Calvi y Kowalsky 2007 es:

$$\phi_{o,w} = \frac{M_o}{M_{rcc}} = \frac{\lambda_o M_n}{M_{\text{resultante de las cargas del código}}} = \frac{1.2 * 37733.644}{37219.74} = 1.2165 = 1.22$$

Al considerar las propiedades esperadas de los materiales el valor de λ_o debe incluir únicamente la componente resultante del endurecimiento por deformación y no la componente relacionada a la variación de la resistencia de fluencia con respecto a los valores nominales. Los autores²⁶¹ recomiendan un valor del factor igual a 1.2.

- **Envolvente de momento de diseño.** Después de evaluar la sobrerresistencia a flexión en la base del muro en voladizo, es necesario definir la reducción de la demanda a flexión en los pisos superiores mediante el diagrama de la envolvente de momentos.

La Figura 32 representa mediante la línea guión largo-punto la envolvente de momentos nominales calculada a partir de los parámetros establecidos en Paulay y Priestley 1992. La curva corresponde a una envolvente de variación lineal desde

²⁶¹ PRIESTLEY; CALVI y KOWALSKY, Op.cit., p. 368.

la resistencia a momento nominal en la base del muro hasta una resistencia igual a cero en el tope (línea puntos redondos), desplazada verticalmente a una distancia igual a la longitud longitud del muro, l_w , para tomar en cuenta los efectos de cambio de tensión debido a la formación de grietas inclinadas por flexión/cortante. Se debe garantizar un refuerzo mínimo bajo cero carga axial en la parte superior del muro.

A su vez, la envolvente de momentos nominales calculada a partir de los parámetros establecidos en Priestley; Calvi y Kowalsky 2007 se grafica mediante la línea guión-punto-punto de la Figura 32. La curva corresponde a una envolvente bilineal definida por la capacidad a momento sobrerresistente en la base, $\phi^o M_b$, e igual a 45408.0806 kN.m ($1.22 * 37219.7382$), un momento sobrerresistente en la altura media dado por la ecuación $M^o_{0.5H}$ y un momento igual a cero en el nivel superior (línea guión largo). Para una ductilidad de desplazamiento del sistema de $\mu_\Delta = 7$ (Tabla 5) y periodo fundamental o periodo inicial elástico T_i en X de 1.061 s, se tiene que el coeficiente $C_{1,T}$ es igual a:

$$C_{1,T} = 0.4 + 0.075T_i \left(\frac{\mu}{\phi^o} - 1 \right) \geq 0.4$$

$$C_{1,T} = 0.4 + 0.075 * 1.061 * \left(\frac{7}{1.23} - 1 \right) \geq 0.4$$

$$C_{1,T} = 0.7732 \geq 0.4$$

Por lo tanto, el momento sobrerresistente en la altura es:

$$M^o_{0.5H} = C_{1,T} \cdot \phi^o \cdot M_b$$

$$M^o_{0.5H} = 0.7732 * 1.22 * 37219.7382$$

$$M^o_{0.5H} = 35109.5279 \text{ kN.m}$$

Considerando igualmente los efectos de la formación de grietas por flexión/cortante, la curva bilineal se desplaza verticalmente a una distancia $l_w/2$ con l_w igual a la longitud del muro.

Para suplir las envolventes de momento de la Figura 32 se enlista en la Tabla 11 los factores de mayoración sobre los momentos demandados por el estado de carga crítico.

Como se observa en la Tabla 11 los factores de amplificación fuera de la zona de potencial plastificación, l_w , obtenidos a partir del método de Paulay y Priestley 1992 son iguales o mayores que 1.74 (1.57/0.9), por lo tanto los momentos demandados que se afectan por estos factores deben ser menores que los momentos correspondientes a la envolvente nominal sin aplicar ningún factor de reducción de resistencia.

La razón de encontrarse factores por encima de la relación entre el factor de sobrerresistencia a flexión y el factor de reducción de resistencia en la base del muro, radica en el comportamiento de la gráfica de momentos asociados a la combinación de carga crítica, dichos factores se encuentra en concordancia con lo expuesto por los autores del método, ya que al hacer una suspensión del refuerzo en cualquier zona del elemento, estos si garantizan que se presente una variación lineal del momento resistente y no una posible variación con cierto comportamiento parabólico que resultaría de aplicar únicamente un factor igual a 1.74.

La gráfica descrita por este procedimiento, denominada también como “mínimo momento nominal de resistencia requerida” no toma en cuenta el efecto de la carga

axial en la resistencia a flexión del muro por lo tanto las cargas ultimas demandas deben ser llevadas a niveles nominales tal que $P_n = P_u / \phi$ ²⁶².

- **Suspensión del refuerzo en altura.** Las envolventes de momento flector de la Figura 32 se encuentran en términos de la resistencia nominal a momento de la sección en la base, y a su vez toman en cuenta que una reducción en altura del refuerzo a flexión debe extenderse de manera que sea totalmente efectivo a tensión a una distancia l_w y $l_w/2$ por encima del nivel en el cual el refuerzo ya no es requerido. Dicho refuerzo, debe extenderse al menos el valor de la longitud de desarrollo l_d sobre las envolventes obtenidas. Las condiciones de empalme y desarrollo del refuerzo a tracción deben cumplir con las indicaciones de C.21.9.2.4²⁶³ en el cual los empalmes por traslapo son los correspondientes a empalmes clase B.

Los factores de la Tabla 11 son aplicables fuera de las zonas de rotulación plástica. La aplicación de estos factores en la zona más cercana a la altura de la longitud de la rótula exigió un mayor suministro de acero de refuerzo que el calculado inicialmente en la base del muro. De este modo, siguiendo la metodología de Paulay y Priestley 1992 del piso 3 al 6, se incorporó 8 barras #6 distribuidas en los extremos del elemento sin alterar el diseño en la base (Figura 66A), mientras que con el procedimiento de Priestley; Calvi y Kowalsky 2007 del piso 2 al 8 se adicionaron 20 barras #6, teniendo en cuentas los mismos aspectos que se aplicaron en el método anterior (Figura 67A).

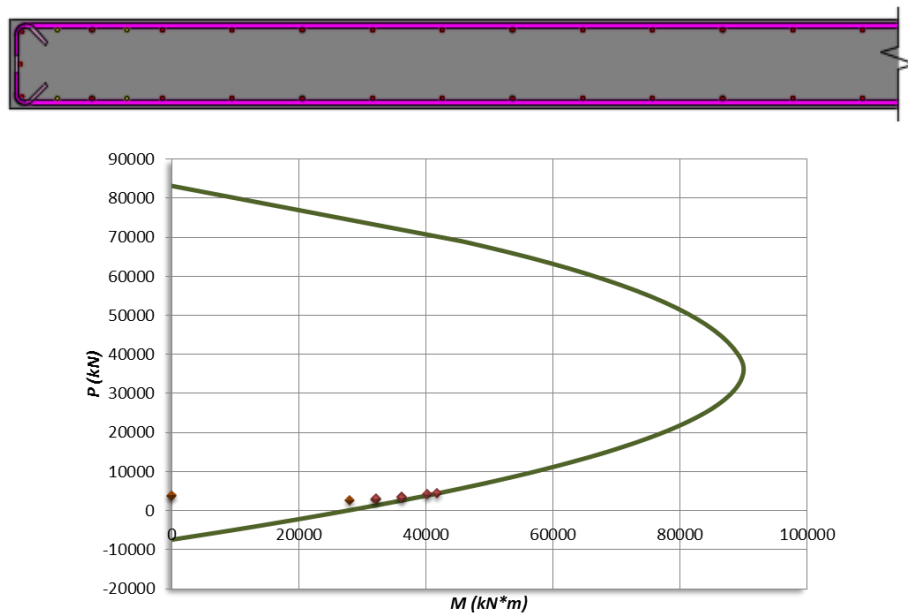
A continuación, se grafican los diagramas de interacción de las secciones críticas en cada zona de suspensión del refuerzo:

²⁶² PAULAY y PRIESTLEY, Op.cit., p. 431, 436.

²⁶³ MINISTERIO DE AMBIENTE VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL, Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, Op.cit., p. C389-C390.

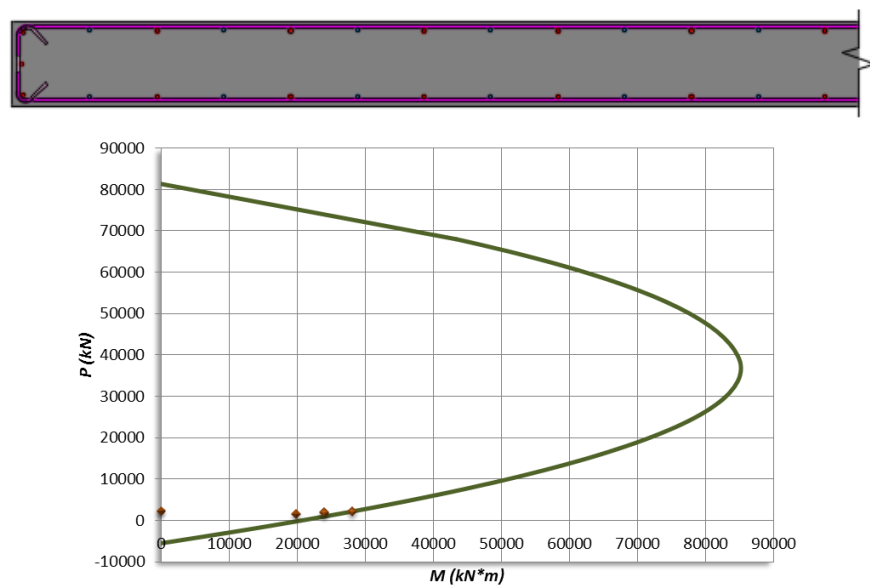
Figura 66. Diagramas de interacción en las secciones críticas con las demandas obtenidas por medio del método Paulay y Priestley 1992 piso 3 al piso 6 (A), piso 7 al 8 (B), piso 9 al 10 (C).

A.



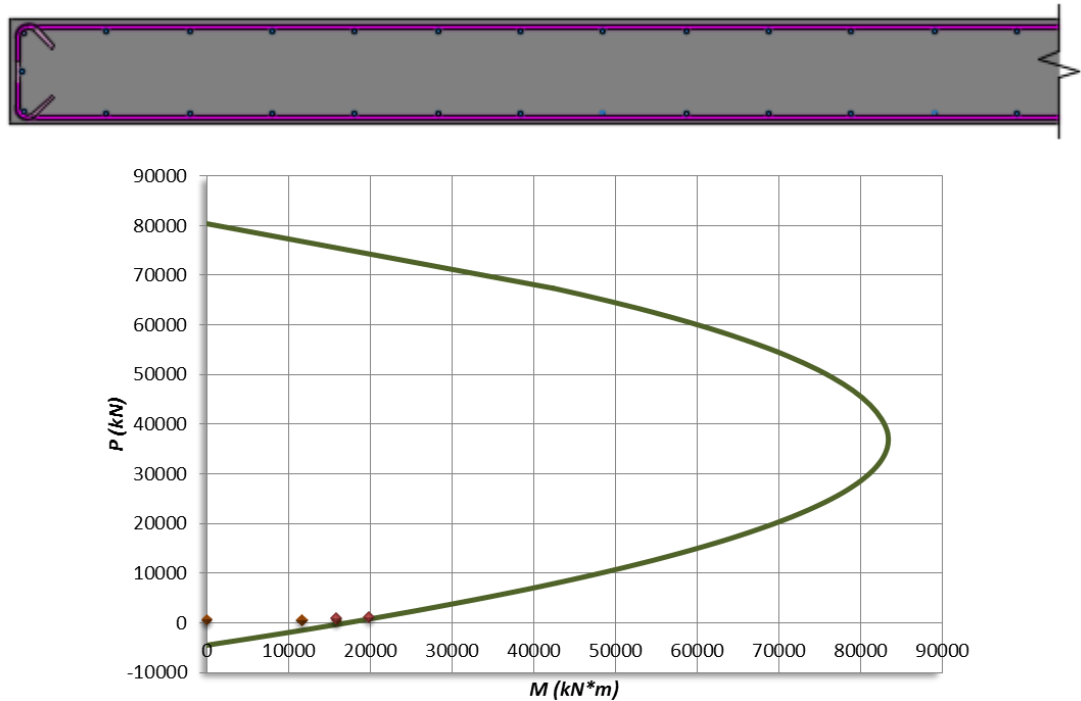
*54 barras #6 a 32 cm en dos capas en ambas direcciones, adición de 8 barras #6 distribuidas en ambos extremos del elemento. Cuantía de refuerzo 0.0055. Máxima Relación demanda capacidad en la base del cuarto piso de 1.00. Caso de carga critica combo11max.

B.



*26 barras #5 y 28 #6 a 32 cm en dos capas en ambas direcciones. Cuantía de refuerzo 0.0041. Máxima Relación demanda capacidad en la base del séptimo piso de 0.994. Caso de carga critica combo11max.

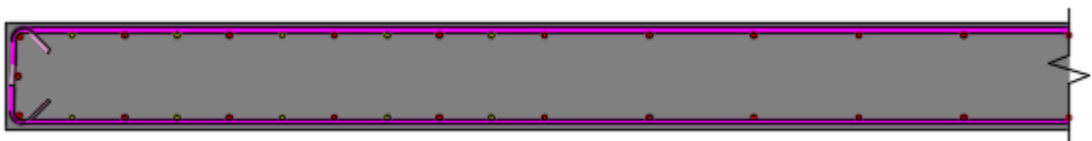
C.

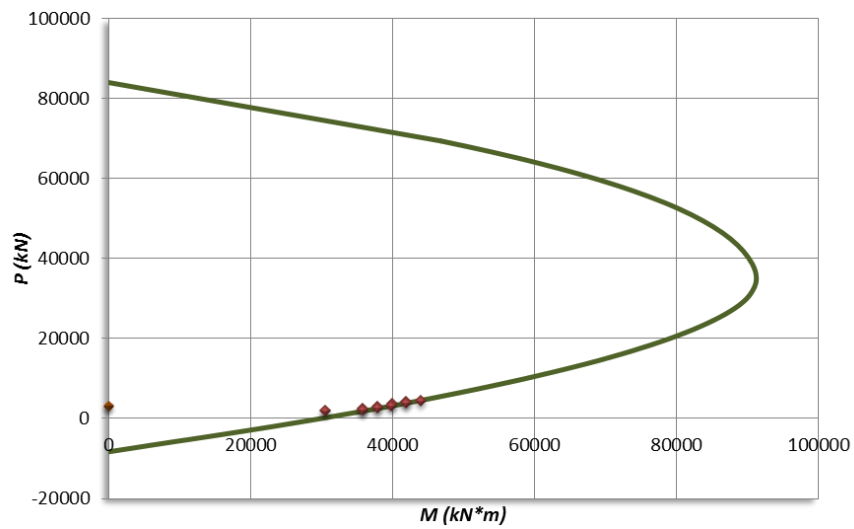


*54 barras #5 a 32 cm en dos capas en ambas direcciones. Cuantía de refuerzo 0.0033. Máxima Relación demanda capacidad en la base del noveno piso de 0.947. Caso de carga critica combo11max.

Figura 67. Diagramas de interacción en las secciones críticas con las demandas obtenidas por medio del método Priestley; Calvi y Kowalsky. 2007 piso 2 al 8 (A), piso 9 al 10 (B).

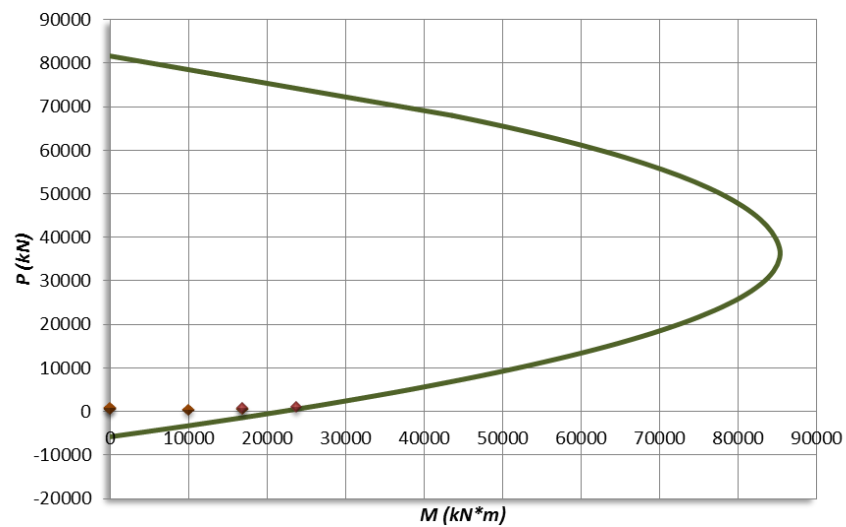
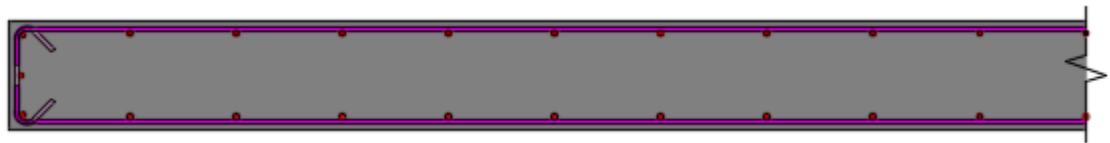
A.





*44 barras #6 a 40 cm en dos capas en ambas direcciones, adición de 20 barras #6 distribuidas en ambos extremos del elemento. Cuantía de refuerzo 0.0056. Máxima Relación demanda capacidad en la base del tercer piso de 1. Caso de carga crítica combo11max.

B.



*44 barras #6 a 40 cm en dos capas en ambas direcciones. Cuantía de refuerzo 0.0033. Máxima Relación demanda capacidad en la base del noveno piso de 0.925. Caso de carga crítica combo11max.

Anexo I. Análisis estático no lineal (Pushover) del muro estructural en voladizo de concreto reforzado.

Con el fin de evaluar el comportamiento real de los muros se desarrolló un análisis Pushover. Este análisis se ocupa únicamente del comportamiento no lineal a flexión y se asume que la deformación de cortante será elástica debido a que se trata de muros esbeltos y su comportamiento no lineal está controlado por tracción.

Los modelos analizados son:

- Modelo 1 (NSR-10): muro de concreto no confinado con una distribución del porcentaje de refuerzo vertical del piso 1 al piso 2 de 0.48%, del piso 3 al piso 4 de 0.33% y del piso 5 al piso 10 de 0.26%.
- Modelo 2 Paulay y Priestley 1992: muro de concreto no confinado con una distribución del porcentaje de refuerzo vertical del piso 1 al piso 2 de 0.48%, del piso 3 al piso 6 de 0.55%, del piso 7 al 8 de 0.41% y del piso 9 al 10 de 0.33%.
- Modelo 3 Priestley; Calvi y Kowalsky 2007: muro de concreto no confinado con una distribución del porcentaje de refuerzo vertical del piso 1 de 0.39%, del piso 2 al 8 de 0.56%, del piso 9 al 10 de 0.33%.

Al igual que en la metodología de análisis del pórtico, el procedimiento consiste en someter el elemento a una carga triangular invertida monotónica incremental en una dirección para así obtener la curva de capacidad que represente el cortante en la base versus el desplazamiento monitoreado en el tope.

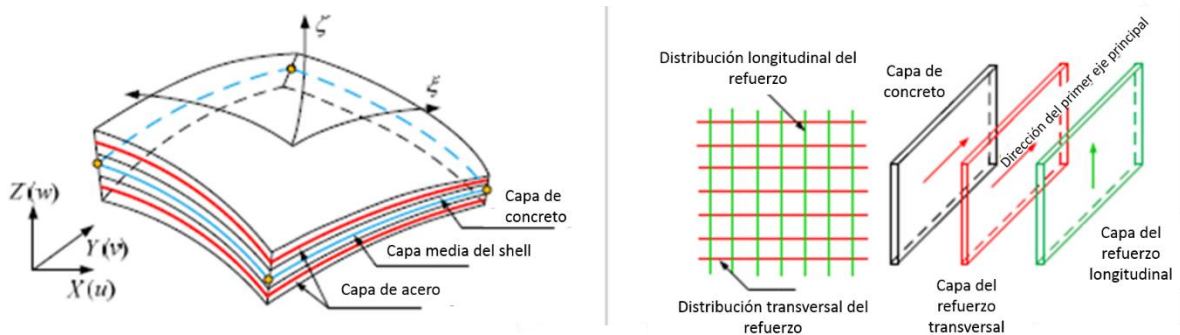
Rajesh y Prasad define que:

Para el modelamiento de los muros de concreto reforzado se empleó una malla fina de elementos tipo Shell conformados por una serie de capas de diferente espesor y diferentes propiedades de los materiales {(Figura 68)}. Es decir, las barras de refuerzo son modeladas como una o varias capas dentro del elemento de concreto. Durante el cálculo de elementos finitos se obtiene la deformación axial y la curvatura de la capa intermedia luego, bajo la suposición de que las

secciones planas permanecen planas, las deformaciones y las curvaturas de las otras capas pueden ser calculadas a través de las relaciones constitutivas del material.²⁶⁴

Los muros de concreto reforzado de diez niveles son modelados bidimensionalmente y analizados usando SAP2000. Puesto que los muros no presentan elementos de borde, para la modelación inelástica de los materiales se ha considerado únicamente el modelo de Mander para concreto no confinado y la curva monotónica del acero de refuerzo de acuerdo a la Figura 68 (percentil 95). Las cargas tributarias muerta y viva han sido asignadas como cargas puntuales atendiendo a la transferencia de cargas dada por la presencia de la losa aligerada en una dirección.

Figura 68. Elemento tipo Shell multicapa (A) y distribución de las capas de las barras de acero (B).



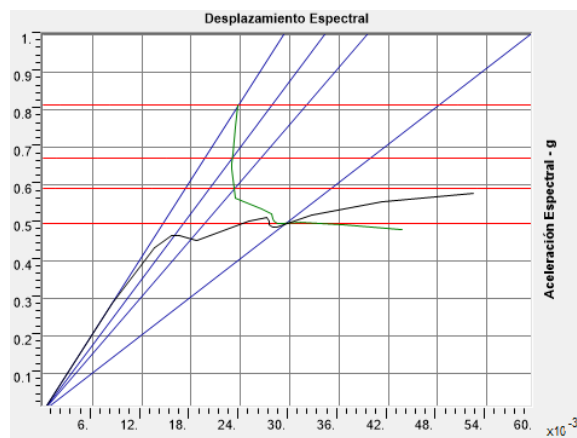
Fuente: XIE, Linlin.; LU, Xiao.; LU, Xinzheng.; HUANG, Yuli. y YE, Lieping. Elemento tipo Shell multicapa (A) y distribución de las capas de las barras de acero (B). [imagen]. Multi-layer shell element for shear walls in OpenSees. Vol. 98: 14-25

²⁶⁴ RAJESH, MN. y PRASAD, SK. Seismic performance study on RC wall buildings from pushover analysis. *En*: International Journal of Research in Engineering and Technology. 2014, vol. 3. no. 6. p. 165. ISSN 2321-7308.

Orlando, Florida: International Conference on Computing in Civil and Building Engineering. 2014. p. 1190-1197.

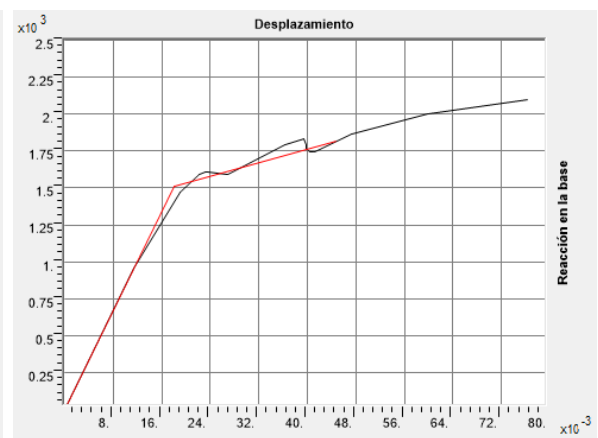
Figura 69. Análisis del muro estructural (Modelo1 - NSR10) por medio del método del Espectro de capacidad (A) y del coeficiente de desplazamiento (B). Valores expresados en unidades de kN,m,C.

A.



- *Punto de desempeño (V,D) = (1776.745,0.043)
- *Punto de desempeño (Sa,Sd) = (0.498, 0.03)
- *Punto de desempeño (Teff,Beff) = (0.488, 0.237)
- *Curvas rojas: familia de espectros de demanda con tasas de amortiguamiento de 0.05, 0.1, 0.15 y 0.237 de arriba hacia abajo respectivamente.
- *Líneas azules: líneas radiales de periodos constante a 0.343, 0.371, 0.398 y 0.488 segundos de izquierda a derecha respectivamente
- *Curva negra: curva de capacidad del pórtico
- *Curva verde: foco del punto de desempeño

B.



- *Desplazamiento objetivo (V,D) = (1813.661, 0.045)
- *Curva roja = curva bilineal fuerza-desplazamiento de acuerdo al método del coeficiente de desplazamiento
- *curva negra = curva de capacidad del pórtico plano

Por otro lado, en la modelación de muros mediante elementos Shell multicapa, el comportamiento no lineal se examinó revisando los esfuerzos en las capas de

acero²⁶⁵, ya que conforme a Debnath y Choudhury no es posible “identificar explícitamente las rotaciones elásticas y plásticas necesarias para determinar el nivel de desempeño real en el punto de desempeño {(Figura 69A) o de desplazamiento máximo del elemento (Figura 69B)}.... Además, un elemento tipo Shell no es un elemento de plasticidad concentrada, {sino que aparece como plasticidad localizada y}... no muestra ninguna formación de rótulas como en el caso de otros tipos de elementos”²⁶⁶.

El comportamiento del muro puede ser entendido a través de los diagramas de esfuerzos mostrados en la Figura 34. Con el propósito de comparar el desempeño de los muros diseñados con la metodología de Paulay y Priestley 1992 y Priestley; Calvi y Kowalsky 2007 con respecto al muro diseñado por la NSR-10, el estado de esfuerzos se consideró de acuerdo al periodo efectivo y de desplazamiento máximo calculado en el modelo 1 (Figura 34).al igual que en lo expuesto por Debnath y Choudhury²⁶⁷, los esfuerzos observados superan los valores de fluencia implementados en la caracterización del material (Cuadro 5, percentil 95), se puede inferir que el muro ha alcanzado un estado plástico o que se presenta la formación de una rótula plástica en la base.

²⁶⁵ Ibid., p. 168-169.

²⁶⁶ DEBNATH, P.P. y CHOUDHURY, S. Nonlinear analysis of shear wall in unified performance based seismic design of buildings. En: Asian Journal of Civil Engineering. 2017, vol. 18. no. 4. p. 639-641.

²⁶⁷ Ibid., p. 640.