



COMPORTAMIENTO INELÁSTICO DE EDIFICACIONES REFORZADAS CON ÁNGULOS Y PLATINAS DE ACERO PARA MEJORAR SU CAPACIDAD DE SOPORTE

ROBERTO JOSE BABILONIA MEZA
ALVARO ENRIQUE HERNANDEZ REYES

Proyecto de trabajo de grado para optar al título de
Ingeniero Civil

Universidad Tecnológica De Bolívar
Facultad De Ingeniería Civil Y Ambiental
Cartagena De Indias D.T Y C
2018



*COMPORTAMIENTO INELÁSTICO DE EDIFICACIONES REFORZADAS CON
ÁNGULOS Y PLATINAS DE ACERO PARA MEJORAR SU CAPACIDAD DE
SOPORTE*

ROBERTO JOSE BABILONIA MEZA
ALVARO ENRIQUE HERNANDEZ REYES

Proyecto de trabajo de grado para optar al título de
Ingeniero Civil

Director:
SERGIO VILLAR SALINAS Ms.C

Universidad Tecnológica De Bolívar
Facultad De Ingeniería Civil Y Ambiental
Cartagena De Indias D.T Y C
2018

ii. Agradecimientos

En primera instancia agradecemos a Dios, por su extremo amor, por darnos todas las capacidades y reavivar nuestras fuerzas para poder realizar este trabajo con éxito.

A nuestros formadores, personas de gran sabiduría quienes se han esforzado por ayudarnos a llegar al punto en el que nos encontramos, en especial a nuestro director de tesis el ingeniero Sergio Villar Salinas.

Un agradecimiento especial a la empresa PCEM S.A.S. por brindarnos la ayuda para toma de datos y los recursos para cada uno de los análisis aquí presentes.

Nuestros padres, hermanos, tíos, parejas y seres queridos que nos brindaron siempre su mano y vieron en nosotros el potencial para alcanzar este objetivo.

Sencillo no ha sido, sin embargo, con la ayuda de todos hemos podido llegar hasta esta meta final.

Unas sinceras GRACIAS.

iii. Índice contenido

i. Portada.....	1
ii. Agradecimientos.....	3
iii. Índice de contenido.....	4
iv. Índice de figuras.....	7
v. Índice de tablas.....	11
1 Introducción.....	14
1.1 Análisis, Evaluación y Planteamiento de Propuesta de Reforzamiento de Elementos Estructurales para Edificación ya Existente.....	14
2. Marco teórico.....	16
2.1. Nomenclatura.....	16
2.2. Jerarquía de Plastificación.....	21
2.3. Ensayos Monotónicos.....	21
2.3.1. Diagrama de Esfuerzo Deformación.....	21
2.3.1.1. Modelo de Whitney para el concreto.....	22
2.3.1.2. Modelo paramétrico simple del concreto.....	23
2.3.1.3. Modelo paramétrico Mander para el concreto.....	24
2.4. Diagrama Momento Curvatura.....	28
2.5. Rotula Plástica.....	35
2.5.1. Longitud de la Rótula Plástica.....	40
2.6. Análisis de Plastificación Progresiva (Pushover).....	43
2.6.1. Espectro de Capacidad.....	44
2.6.2. Espectro de Demanda.....	48
2.6.3. Amortiguamiento Viscoso y de Histéresis.....	50
2.7. Determinación del Punto de Desempeño.....	54
3. Estado del arte.....	57
3.1. Introducción al estado del arte.....	57
3.2. Investigaciones acerca del reforzamiento en estructuras de concreto reforzado con ángulos de acero.....	58

Índice de Contenido

4. Objetivos.....	61
4.1. Objetivo general.....	61
4.2. Objetivos específicos.....	61
5. Metodología.....	62
5.1. Introducción a la metodología.....	62
5.2. Nivel de estudio.....	62
5.3. Tipo de investigación.....	62
5.3.1. Cobertura del estudio.....	63
5.3.2. Recolección de datos.....	63
5.3.3. Instrumentos de recolección de datos.....	63
5.4. Análisis y modelación de datos.....	65
5.5 Propuesta de reforzamiento.....	66
5.5.1. Reforzamiento estructural.....	66
6. Resultados.....	67
6.1. Introducción a los resultados.....	67
6.2. Inspección inicial de estructura afectada.....	69
6.3. Modelación de la estructura sin reforzar con análisis modal Espectral.....	72
6.3.1. Definición de concreto 21 MPa en SAP2000.....	72
6.3.2. Definición material acero de refuerzo 420 MPa.....	74
6.3.3. Definición de dimensiones de elementos estructurales.....	75
6.3.3.1. Definición de columnas.....	75
6.3.3.2. Definición de vigas de resistencia sísmica.....	76
6.3.3.3. Definición de losa de entrepiso.....	77
6.3.4. Asignación de Cargas según NSR-10.....	78
6.3.4.1. Capacidad de disipación de energía de la estructura.....	81
6.3.4.2. Carga sísmica en SAP2000.....	81

Índice de Contenido

6.3.4.3. Asignación de espectro de respuesta sísmico.....	83
6.4. Modelación de estructura reforzada con análisis Modal Espectral (AME).....	86
6.4.1. Propiedades de la sección reforzada con ángulos de acero.....	87
6.5. Modelación de estructuras reforzada y no reforzada con análisis tipo Pushover	93
6.5.1. Asignación de propiedades no lineales.....	93
6.5.2. Aplicación de cargas y modelado.....	96
7. Análisis de resultados.....	101
7.1. Análisis de resultados de modelación (AME) de estructura sin reforzar.....	101
7.1.1. Análisis de capacidad de soporte de columnas para cargas de servicio...	102
7.1.2. Análisis de desplazamientos horizontales relativos de la estructura (derivadas).....	103
7.1.3. Cantidad de refuerzo mínimo requerido.....	106
7.2. Análisis de resultados de modelación (AME) de estructura reforzada con ángulos de acero.....	112
7.2.1. Análisis de capacidad de soporte de columnas reforzadas con ángulos de acero para cargas de servicio.....	113
7.2.2. Análisis de desplazamientos horizontales relativos de la estructura (Derivas).....	116
7.2.3. Cantidades de acero de refuerzo mínimo requerido.....	118
7.3. Análisis de resultados de la modelación por método Pushover.....	119
7.3.1. Análisis de curvas de Capacidad.....	121
7.3.2. Análisis de espectro de capacidad.....	123
8. Conclusiones.....	127
8.1. Conclusiones específicas.....	127
8.2. Recomendaciones.....	127
9. Bibliografía.....	129
10. Anexos.....	132

iv. Índice de Figuras

Figura 1. Diagrama de esfuerzo deformación para el modelo de Whitney del concreto. Fuente: (Rodrigues, 2015).....	22
Figura 2. Diagrama de esfuerzo deformación del modelo de Hognestad del concreto. Fuente: (Moreno Piza, 2017).....	23
Figura 3. Diagrama de esfuerzo deformación para el modelo de concreto confinado de Mander. Fuente: (Odair, 2013).....	24
Figura 4. Nomenclatura de las dimensiones en las secciones rectangulares de concreto reforzado. (Odair, 2013)	26
Figura 5. Incremento de resistencia a la compresión en secciones rectangulares confinadas por esfuerzos laterales. Fuente: (Mander, Priestley, & Park, 1988)....	27
Figura 6. Relaciones de momento curvatura y modelo del ASCE 41. Fuente: (Aguilar, Edgar, & Rodriguez, 2015).....	28
Figura 7. Curva de capacidad y niveles de desempeño. Fuente: (Hakim, Alama, & Ashour, 2014).....	35
Figura 8. Delta de sección transversal de elemento de concreto reforzado y su análisis de deformaciones. Fuente: (Park & Paulay, 1983).....	36
Figura 9. Diagrama de momento curvatura para elemento de concreto reforzado. Fuente: (Rodrigues, 2015)	37
Figura 10. Viga rectangular doblemente reforzada, con diagramas de deformación. Fuente: (Park & Paulay, 1983)	38
Figura 11. Diagramas idealizados momento curvatura. Fuente: (Rodrigues, 2015)	39
Figura 12. Distribución de curvatura a lo largo de una viga bajo momento último. (a) Viga. (b) Diagrama de momento flexionante. (c) Diagrama de curvatura. Fuente: (Park & Paulay, 1978).	42
Figura 13. Espectros de capacidad y de demanda del análisis pushover. Fuente: (FEMA 440, 2005)	43
Figura 14. Puntos de plastificación de un pórtico en 2D. Fuente: (Suárez Numpaque)	44
Figura 15. Cortante basal vs desplazamiento en cubierta. Fuente: (Ardilla Valencia, 2016).....	46
Figura 16. Curvas de capacidad. Fuente: (Rodrigues, 2015).....	46
Figura 17. Tipos de comportamiento de curvas de carga vs desplazamiento. Fuente: (FEMA 440, 2005).	47
Figura 18. Aceleraciones espectrales vs desplazamiento en cubierta de edificación de concreto reforzado. Fuente: (FEMA 440, 2005)	48
Figura 19. Espectro elástico de aceleraciones de diseño como fracción de g. Fuente: (NRS10 TÍTULO A, 2010)	49

Índice de Figuras

Figura 20. Espectro tradicional vs espectro ASDR. Fuente: (Ardilla Valencia, 2016)	50
Figura 21. Espectro de demanda con diferentes amortiguamientos. Fuente: Los autores	51
Figura 22. Factor K en función del tipo de edificación y el amortiguamiento histeretico. Fuente: (Rodrigues, 2015).	52
Figura 23. Espectro de demanda reducido. (Hakim, Alama, & Ashour, 2014)	53
Figura 24. Determinación del punto de desempeño por el método de la FEMA 440.	54
Figura 25. Puntos de fluencia y de desempeño del sistema estructural. Fuente: (Rodrigues, 2015).	55
Figura 26. Grafica para estimar el punto de desempeño. Fuente: (Rodrigues, 2015).	56
Figura 27. Graficas de espectros y determinación del punto de desempeño. Fuente: (Rodrigues, 2015).	56
Figura 28. Flexómetro	64
Figura 29 Calibrador Pie de Rey digital	64
Figura 30. Esclerómetro	64
Figura 31. Cinta métrica	65
Figura 32. Software de diseño estructural SAP2000	65
Figura 33. Secciones de vigas, viguetas y columnas de la estructura.	66
Figura 34. Vista exterior de edificio de estudio	68
Figura 35. Planta típica según replanteo en campo.	69
Figura 36. Levantamiento estructural de campo (distancia entre ejes)	70
Figura 37. Escarificación de columnas para exponer su refuerzo	71
Figura 38. Definición de concreto de 21 MPa. (Fuente: SAP2000)	73
Figura 39. Definición de material acero de refuerzo en MPa (fuente: SAP2000)	74
Figura 40. Procedimiento para definir secciones. (Fuente: SAP 2000)	75
Figura 41. Sección rectangular de columna 25X50 cm (Fuente: SAP2000)	76
Figura 42. Definición de vigas de 30x30 cm (fuente: SAP2000)	77
Figura 43. Detalle típico de la losa de la edificación de estudio.	77
Figura 44. Definición de tipo de losa y espesor (fuente: SAP2000)	78
Figura 45. Combinaciones de cargas mayoradas (fuente: NSR-10)	79
Figura 46. Definición de patrones de carga (fuente: SAP2000)	79
Figura 47. Definición de caso de carga sísmica en SAP2000 (Fuente: SAP2000)	82
Figura 48. Definición de caso de Carga sísmica en SAP2000 (Fuente: SAP2000)	82
Figura 49. Datos para crear espectro de respuesta sísmica (Fuente: SAP2000)	85
Figura 50. Espectro de respuesta sísmica aceleración VS tiempo (Fuente: SAP2000)	85
Figura 51. Angulo de acero (Fuente: alexlms)	86
Figura 52. Modelo ilustrativo de reforzamiento con ángulos de acero (fuente: Ficherotecnia)	86

Índice de Figuras

Figura 54. Section Designer Section Data para especificaciones de sección. (fuente: SAP2000)	87
Figura 55. Propiedades de sección de concreto en metros. (Fuente: SAP2000) ..	88
Figura 56. Propiedades de Angulo de acero en metros. (Fuente: SAP2000)	88
Figura 57. Geometría de sección compuesta. (Fuente: SAP2000)	88
Figura 58. Curva de esfuerzo deformación del concreto con el modelo de Mander. Fuente: Los autores.	89
Figura 59. Curva de esfuerzo deformación del acero de los ángulos. Fuente: Los autores	90
Figura 60. Curva de esfuerzo deformación del acero de refuerzo longitudinal. Fuente: Los autores.	91
Figura 61. Diagrama de momento curvatura de la columna reforzada con la ángulos de acero, para un ángulo de aplicación de momento de 0° y 0 N de carga axial. Fuente: Los autores.	92
Figura 62. Diagrama Momento rotación de viga 30X30 según la FEMA 356. Fuente: Sap 2000, los autores.	93
Figura 63. Diagrama Momento rotación de columna 25X50 según la FEMA 356. Fuente: Los autores.	94
Figura 64. Diagrama Momento rotación idealizado de columna reforzada con ángulos, con 0 Newton de carga axial y 0 grados de aplicación de momento. Fuente: Los autores.....	95
Figura 65. Definición de puntos de rotula plástica para columna reforzada con chaqueta de acero.....	95
Figura 66. Deformación final del modelo posterior a la aplicación de la carga lateral para el análisis pushover en el sentido y. Fuente: Los autores.	97
Figura 67. Espectro de demanda con 5% de amortiguación (azul), espectro de demanda con 9% de amortiguación (naranja), espectro de capacidad según la ATC 40 (gris). Aplicación de carga lateral en x. (Fuente: Los autores).	98
Figura 68. Espectro de demanda con 5% de amortiguación (azul), espectro de demanda con 6.6% de amortiguación y 0.887 de factor de modificación (naranja), espectro de capacidad según la FEMA 440 (gris). Aplicación de carga lateral en x. (Fuente: Los autores).....	98
Figura 69. Espectro de demanda con 5% de amortiguación (azul), espectro de demanda con 9% de amortiguación (naranja), espectro de capacidad según la ATC 40 (gris). Aplicación de carga lateral en Y. (Fuente: Los autores).....	99
Figura 70. Espectro de demanda con 5% de amortiguación (azul), espectro de demanda con 6.7% de amortiguación y 0.897 de factor de modificación (naranja), espectro de capacidad según la FEMA 440 (gris). Aplicación de carga lateral en Y. (Fuente: Los autores).....	99
Figura 71. Modelo tridimensional de edificio en estudio. (Fuente: SAP2000)	101
Figura 72. . Nudos para el chequeo de derivas.....	104
Figura 73. Modelo de estructura reforzada con ángulos de acero	112

Índice de Figuras

Figura 74. Nudos para verificación de derivas en estructura reforzada. (Fuente: SAP2000).....	116
Figura 75. Estado de las rótulas en el plano XZ de la estructura sin reforzar para un cortante basal de 195.78 Ton en el sentido X y un desplazamiento en el techo de 0.11 m. Fuente: Los autores.....	119
Figura 76. Pasos de aplicación de carga lateral en sentido x con la presencia de rotulas plásticas. (Fuente: Los autores)	120
Figura 77. Curva de capacidad en el sentido X de la estructura sin refuerzo y con refuerzo.	121
Figura 78. Curva de capacidad en el sentido Y de la estructura sin refuerzo y con refuerzo.	122
Figura 79. Espectro de capacidad en los sentidos X y Y. Fuente: Los autores...	123
Figura 80. Espectros de capacidad y de demanda en sentido X para la estructura reforzada y sin reforzar. Fuente: Los autores.....	124
Figura 81. Espectros de capacidad y de demanda en sentido Y para la estructura reforzada y sin reforzar. Fuente: Los autores.....	124
Figura 82. Corte en el plano YZ de la edificación. Fuente: Los autores.	126

iv. Índice de Tablas

Tabla 1. Parámetros modelos y criterios aceptables para proceso no lineales de vigas de concreto reforzado FEMA 356.	31
Tabla 2. Parámetros modelos y criterios aceptables para proceso no lineales de columnas de concreto reforzado FEMA 356.	32
Tabla 3. Rangos de nivel de desempeño. ATC-40.....	34
Tabla 4. Expresiones empíricas para el cálculo de I_p	41
Tabla 5. Estado de la estructura en cuanto a resistencia de fuerzas laterales. Fuente: (Rodrigues, 2015).....	52
Tabla 6. Valores mínimos de reducción de SR_a y SR_v . Fuente: (Rodrigues, 2015)	53
Tabla 7. Dimensiones de elementos estructurales en edificio de estudio.	71
Tabla 8. Equivalencias para módulo de elasticidad E_c del concreto. (Fuente NSR-10)	72
Tabla 9. Valores mínimos de carga muerta en edificios residenciales. (Fuente: NSR-10)	80
Tabla 10. Valores mínimos de Cargas vivas en edificios residenciales (Fuente: NSR-10)	81
Tabla 11. Valores para R según capacidad de disipación de energía (fuente: NSR-10)	81
Tabla 12. Valores de A_a y A_v para la ciudad de Cartagena. (Fuente NSR-10).....	83
Tabla 13. Valores de coeficiente F_a según norma NSR-10 (Fuente NSR-10)	84
Tabla 14. Valores de coeficiente F_v según Norma NSR-10 (Fuente NSR-10).....	84
Tabla 15. Coeficientes de importancia según el grupo de uso de la estructura. (Fuente: NSR-10)	84
Tabla 16. Datos de curva de esfuerzo deformación según modelo de Mander para concreto de 21 MPa. Fuente: Los autores.	89
Tabla 17. Datos de curva de esfuerzo deformación según para el acero de los ángulos de 350MPa. Fuente: Los autores.	90
Tabla 18. Datos de curva de esfuerzo deformación según para el acero de refuerzo longitudinal de 420 MPa. Fuente: Los autores.	91
Tabla 19. <i>Datos de momento curvatura de la sección de concreto reforzada con una chaqueta metálica, para un ángulo de aplicación de momento de 0° y 0 N de carga axial. Fuente: Los autores.</i>	92
Tabla 20. Propiedades de la columna reforzada con ángulos, con 0 Newton de carga axial y 0 grados de aplicación de momento. Fuente: Los autores.	94
Tabla 21. Puntos para rotula plástica de columna de concreto reforzada con ángulos para carga axial de 0 Newton y aplicación de momento de 0 grados. Fuente: Los autores.	96

Índice de Tablas

Tabla 22. Valores del punto de desempeño por la normativa ATC 40 y FEMA 440. Fuente: Los autores.	100
Tabla 23. Reacciones en las zapatas para cargas de servicio (Fuente: SAP2000)	102
Tabla 24. Derivas máximas como porcentaje de h de piso.	104
Tabla 25. Análisis de derivas máximas para estructura en evaluación (fuente: SAP2000)	105
Tabla 26. Acero mínimo requerido para todas las combinaciones de carga para nivel 1 (fuente: Autor)	107
Tabla 27. Acero mínimo requerido para todas las combinaciones de carga para nivel 2 (fuente: Autor)	108
Tabla 28. Acero mínimo requerido para todas las combinaciones de carga para nivel 3 (fuente: Autor)	109
Tabla 29. Acero mínimo requerido para todas las combinaciones de carga para nivel 4 (fuente: Autor)	110
Tabla 30. Acero mínimo requerido para todas las combinaciones de carga para nivel 5 (fuente: Autor)	111
Tabla 31. Valores límites de relación ancho espesor para elementos de acero a compresión en miembros de construcción compuesta por carga axial de compresión. Fuente: NSR-10 Título F, tabla F.2.9.1-1a.....	113
Tabla 32. Tabla de verificación de derivas con estructura reforzada. (Fuente: Autor)	117
Tabla 33. Solicitaciones de acero de refuerzo vs acero colocado después de reforzada la estructura (fuente: Autor).....	118
Tabla 34. Cambio de pendiente en la zona elástica para la curva de capacidad en la estructura antes y después del refuerzo.....	125
Tabla 35. Análisis de la ductilidad en el punto de prevención de colapso de la estructura antes y después del reforzamiento.....	125
Tabla 36. Coeficiente de capacidad disipación de energía calculado mediante el análisis pushover.....	126
Tabla 37. Curva Pushover Demanda Capacidad - ATC40.....	136
Tabla 38. Coeficientes de reducción de espectro de demanda para punto de desempeño según ATC-40.....	137
Tabla 39. Datos para espectros de demanda al 5% de apercibimiento y capacidad según ATC-40	137
Tabla 40. Datos para espectros de demanda y capacidad reducidos según ATC-40	137
Tabla 41. Curva Pushover Demanda Capacidad - FEMA 440	141
Tabla 42. Coeficientes de reducción de espectro de demanda para punto de desempeño según FEMA 440	141
Tabla 43. Datos para espectros de demanda y capacidad reducidos según FEMA 440	141

Índice de Tablas

Tabla 44. Datos para espectros de demanda al 5% de apercibimiento y capacidad según FEMA 440.....	141
Tabla 45. Curva Pushover Demanda Capacidad -ATC 40.....	143
Tabla 46. Datos para espectros de demanda y capacidad reducidos según ATC 40	144
Tabla 47. Datos para espectros de demanda al 5% de apercibimiento y capacidad según ATC 40	144
Tabla 48. Coeficientes de reducción de espectro de demanda para punto de desempeño según ATC 40.....	144
Tabla 49. Curva pushover demanda capacidad FEMA 440	146
Tabla 50. Coeficientes de reducción de espectro de demanda para punto de desempeño según FEMA 440	147
Tabla 51. Datos para espectros de demanda y capacidad reducidos según FEMA 440	147
Tabla 52. Datos para espectros de demanda al 5% de apercibimiento y capacidad según FEMA 440.....	147
Tabla 53. Datos de diagrama de curvatura columna reforzada.....	148
Tabla 54. Niveles de desempeño de las rotulas para diversos estados de carga lateral en x en edificación sin refuerzo.	150
Tabla 55. Niveles de desempeño de las rotulas para diversos estados de carga lateral en x en edificación con refuerzo.	152
Tabla 56. Niveles de desempeño de las rotulas para diversos estados de carga lateral en y en edificación sin refuerzo.	154
Tabla 57. Niveles de desempeño de las rotulas para diversos estados de carga lateral en y en edificación con refuerzo.	155

1. Introducción

1.1 Análisis, evaluación y propuesta de reforzamiento de elementos estructurales para edificaciones existentes

En Colombia todas las construcciones civiles deben estar regidas por el reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10. Este tiene como uno de sus objetivos reducir el riesgo de la pérdida de vidas humanas y defender el patrimonio del estado y de los ciudadanos. Para que se cumpla lo estipulado en el reglamento todas las obras de construcción deben seguir un lineamiento que abarca diferentes propósitos.

“Una edificación diseñada siguiendo los requisitos de este reglamento, debe ser capaz de resistir, además de las fuerzas que le impone su uso, temblores de poca intensidad sin daño, temblores moderados sin daño estructural, pero posiblemente con algún daño a los elementos no estructurales y un temblor fuerte con daños a elementos estructurales y no estructurales pero sin colapso.” (NSR 10 Título A, 2010)

A través de una evaluación estructural a la luz de las NSR-10, realizada a un edificio ubicado en la ciudad de Cartagena de Indias, se pudo comprobar que ciertos elementos tipo columna del edificio presentan un alto grado de sobre esfuerzo debido a la poca sección de concreto de las columnas y su poca área de refuerzo longitudinal. Además de lo anterior, en la actualidad esta estructura presenta grietas en elementos no estructurales que con el tiempo se pueden tornar potencialmente peligrosas, colocando en riesgo la integridad física de las personas que habitan la edificación.

Capítulo 1

Los resultados de la evaluación estructural de la edificación condujeron a la conclusión de que su proceso de diseño y construcción no estaba de conforme con las buenas prácticas y normas pertinentes, como las NSR-10, entre otras. Durante la evaluación se propuso desarrollar un plan de reforzamiento del edificio en sus elementos más críticos con el fin de hacerlo cumplir los parámetros mínimos establecidos en reglamento colombiano de construcción sismo resistente *NSR-10*, y principalmente, reducir el riesgo de colapso.

Una de las alternativas que se consideró viable para el refuerzo es la de reforzar las columnas y zona de conexiones viga-columna con ángulos de acero bordeando las esquinas de las columnas a lo largo de toda la longitud y sujetados entre sí con unas presillas de acero soldadas sobre estos ángulos.

La propuesta de este sistema de refuerzo, aparte de dar una solución a una necesidad puntual en este caso de estudio, también pretende ser un precedente en cuanto a la documentación del mismo, y punto de partida para investigaciones posteriores, como recurso cuando el caso lo amerite. Además, busca incentivar la investigación de este tema y temas relacionados debido a que hay poca bibliografía con respecto al mismo. La mayor parte de la literatura disponible se centra en la capacidad individual de los elementos reforzados. Sin embargo, se centra especial atención en este trabajo en la modificación de la respuesta sísmica del sistema debido al reforzamiento, por métodos de análisis estático No-lineales.

2. Marco teórico

2.1. Nomenclatura

A continuación, se presenta la nomenclatura de cada uno los términos de las ecuaciones empleadas en presente capítulo.

$\sum M_{nc}$:	Suma de la resistencias nominales a flexión de las columnas, arriba y debajo de la intersección con eje de la viga.
$\sum M_{nb}$:	Suma de los momentos en la viga, en la intersección de los ejes de la viga y la columna
β_1 :	Factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzo de compresión con la profundidad del eje neutro.
f_c'' :	Esfuerzo uniforme distribuido en la zona de compresión equivalente del concreto para el modelo de Whitney.
f_c' :	Resistencia específica a la compresión del concreto.
ε_c :	Deformación en cualquier punto del diagrama de esfuerzo deformación del concreto.

Capítulo 2

ε_0 :	Deformación del concreto cuando alcanza su resistencia específica a la compresión.
ε_{cu} :	Deformación última del concreto.
f_c :	Esfuerzo en cualquier punto del diagrama de esfuerzo deformación del concreto.
f_{cc} :	Resistencia máxima a la compresión del concreto no confinado
x :	Relación de las deformaciones no confinada y confinada.
r :	Relación de los módulos de elasticidad tangente y secante.
E_c :	Módulo de elasticidad tangente del concreto.
E_{sec} :	Módulo de elasticidad secante.
ε_{cc} :	Deformación unitaria máxima correspondiente al concreto confinado
ε_{nc} :	Deformación unitaria máxima correspondiente al concreto no confinado
f_{lx} :	Presión lateral de confinamiento en la dirección x.
f_{ly} :	Presión lateral de confinamiento en la dirección y.
ρ_x :	Cuantía volumétrica del refuerzo transversal en el sentido x.
ρ_y :	Cuantía volumétrica del refuerzo transversal en el sentido y.
k_e :	Coefficiente de confinamiento.
f_{yh} :	Esfuerzo de fluencia del acero del refuerzo transversal.
A_{sx} :	Área del acero de refuerzo transversal en el sentido x.
A_{sy} :	Área del acero de refuerzo transversal en el sentido y.
s :	Separación de estribos transversales de centro a centro.
d_c :	Altura del refuerzo transversal.
b_c :	Ancho del refuerzo transversal.
w_i :	Arco de cada una de las parábolas de descarga de la sección (ec. 16) y la masa de cada piso (ec. 46).
s' :	Separación libre de los refuerzos transversales.
ρ_{cc} :	Cuantía de la sección confinada.

Capítulo 2

M_y :	Momento de fluencia de una sección de concreto reforzado.
M_u :	Momento último de una sección de concreto reforzado.
I_e :	Momento de inercia de la sección completa.
b :	Ancho de la sección de concreto reforzado.
h :	Altura de la sección de concreto reforzado.
ρ :	Cuantía del refuerzo longitudinal a tracción
A_s :	Área del acero longitudinal a tracción
d :	Distancia desde el extremo a compresión hasta el acero a tracción
ρ' :	Cuantía del refuerzo longitudinal a compresión
ρ_b :	Cuantía balanceada
f_y :	Esfuerzo de fluencia del acero.
V_s :	Resistencia a la carga cortante
V :	Cortante aplicado.
b_w :	Ancho frente de la viga.
P :	Carga axial sobre la columna.
A_g :	Área completa de la sección de concreto.
ϕ :	Curvatura.
$d\theta$:	Diferencial de rotación.
dx :	Diferencial de viga en el sentido x.
k :	Es un factor de distancia desde el extremo de compresión hasta el eje neutro (Ec. 32). Coeficiente de capacidad de resistencia sísmica (Ec. 57).
ϵ_s :	Deformación del acero a tracción.
f_r :	Esfuerzo de ruptura de la primera grieta del concreto
n :	Relación de Módulos de elasticidad del acero y el concreto.
M_a :	Momento de agrietamiento de la sección.
I :	Momento de inercia de la sección.

Capítulo 2

y_t :	Longitud desde el eje neutro hasta extremo a tensión de la sección
φ_a :	Curvatura en el momento de la primera grieta a tensión.
d :	Distancia desde el extremo a compresión hasta el acero a tensión.
d' :	Distancia desde el extremo a compresión hasta el acero compresión.
jd :	Distancia desde el centroide de la fuerza a compresión en el acero y el centroide de la fuerza a compresión.
M_u :	Momento último de la sección.
a :	Profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos.
φ_u :	Curvatura ultima de la sección.
M_y :	Momento de cedencia.
φ_y :	Curvatura de cedencia.
θ_p :	Rotación plástica.
l_p :	Longitud de la rótula plástica.
V_s :	Cortante basal.
W :	Peso total de la estructura.
α_1 :	Coeficiente de masa modal en el primer modo de vibración.
ϕ_{i1} :	Amplitud del primero modo de vibración.
Δ_{techo} :	Desplazamiento en el techo.
PF_1 :	Factor de participación modal en el primer modo de vibración.
S_a :	Aceleración espectral.
S_d :	Desplazamiento espectral.
A_a :	Coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva.
A_v :	Coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva.
T_c :	Período de vibración correspondiente a la transición de la zona de aceleraciones constantes y la parte descendiente de la misma.

Capítulo 2

T_L :	Periodo de vibración correspondiente al inicio de la zona de desplazamiento aproximadamente constante del espectro de diseño.
T_0 :	Período de vibración en el cual inicia la zona de aceleraciones constante.
F_a :	Coefficiente de amplificación que afecta la aceleración de la zona de períodos cortos.
F_v :	Coefficiente de amplificación que afecta la aceleración de la zona de períodos intermedios.
I :	Nivel de importancia de la zona.
β_{eq} :	Amortiguamiento equivalente.
β_0 :	Amortiguamiento por histéresis.
a_y :	Aceleración de cedencia estimada para el cálculo del β_0 .
d_y :	Velocidad de cedencia estimada para el cálculo del β_0 .
a_{pi} :	Aceleración estimada del punto de desempeño.
d_{pi} :	Desplazamiento estimado del punto de desempeño.
SR_A :	Coefficiente de reducción para la sección constante del espectro de demanda.
SR_V :	Coefficiente de reducción para la sección decreciente del espectro de demanda.

2.2 Jerarquía de plastificación

Con el fin de prevenir que las deformaciones laterales excesivas coloquen en riesgo estabilidad de la estructura, se requiere que los elementos que en una estructura resistan cargas verticales tengan mayor resistencia que todos los elementos horizontales que pertenecen a una misma conexión. En el caso de estructuras de concreto la norma sísmica en el inciso C.21.3.6 (NSR10 Título C, 2010) especifica que la relación momento viga debe ser superior o igual a 1.2 veces la suma de los momentos de las que llegan a la conexión.

$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}} \geq \frac{6}{5} \quad (1)$$

2.3 Ensayos monotónicos

Los experimentos con cargas monotónicas comprenden varios tipos de ensayos donde se pueden determinar ciertas características mecánicas de algunos materiales, en estas se aumenta la carga en el elemento a examinar hasta el punto de ruptura sin la presencia de descargas. Los dos tipos de ensayo más comunes de esta índole son los ensayos de tracción y compresión para obtener el diagrama esfuerzos-deformaciones y, los ensayos de momento rotación con el que se también se obtiene su respectivo diagrama.

2.3.1 Diagrama de esfuerzo deformación

La curva de esfuerzo deformación nos muestra el comportamiento lineal elástico y plástico de cada material, brindándonos excelentes datos ingenieriles para poder crear diseños óptimos con ellos, como son el esfuerzo de fluencia y el esfuerzo ultimo de diversos materiales.

Programas como Sap2000 usan diversos modelos de las curvas de esfuerzo deformación, para el caso del concreto usa dos en particular: el paramétrico del hormigón simple y el modelo de Mander. Para el caso del acero el programa emplea otros dos modelos, los cuales son el simple y el de Park, que difieren en el comportamiento de la zona de endurecimiento por deformación.

2.3.1.1 Modelo de Whitney para el concreto

Los modelos que se presentarán a continuación para el concreto son evaluados a compresión dado solo nos genera importancia en este estado caga para estudio aquí presente. Se considera que el concreto tiene resistencia nula a tensión.

El modelo de Whitney, también llamado el bloque rectangular equivalente, es expresado como una constante de esfuerzo de en un trayecto de deformación de β_1 hasta alcanzar la deformación ultima. Esta constate de esfuerzo f''_c equivale al 85% de la resistencia a la compresión del concreto de f'_c .

Citando la norma NRS-10 en la subsección C.10.2.7.3 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica , 2010), “Para f'_c de 17 y 28 MPa, el factor β_1 se debe tomar como 0.85. Para f'_c superior a 28 MPa, β_1 se dede disminuir en forma lineal a razón de 0.05 por 7 MPa de aumento sobre 28 MPa, sin embargo, β_1 no debe ser menor de 0.65.”

La figura 1 muestra de forma gráfica lo expresado en el párrafo anterior en él un diagrama de esfuerzo deformación y, las ecuaciones 2 y 3 expresan las condiciones de frontera que puede tomar el valor de β_1 .

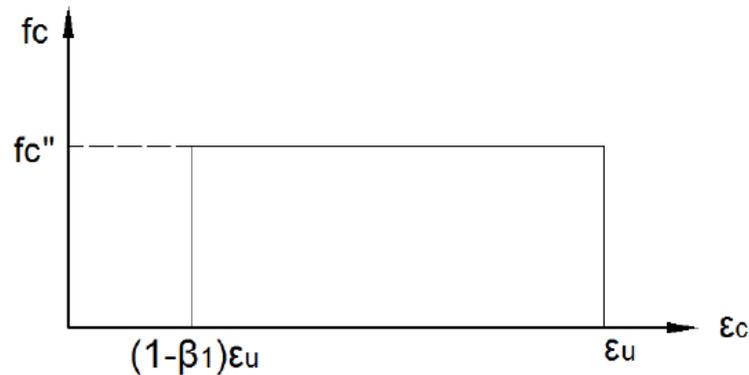


Figura 1. Diagrama de esfuerzo deformación para el modelo de Whitney del concreto. Fuente: (Rodrigues, 2015)

$$0.65 \leq \beta_1 \leq 0.85 \quad (2)$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 28}{7} \right) \geq 0.65 \quad (3)$$

2.3.1.2 Modelo paramétrico simple del concreto

Este modelo fue elaborado por Hognestad en el año de 1951, en el que realizó 120 pruebas experimentales (Piza, 2017). Esta curva propone dos zonas, la primera conformada por una ecuación cuadrática ascendente desde cero cuando la deformación es nula hasta el esfuerzo f'_c cuando alcanza su máxima resistencia a la compresión; La segunda zona la conforma una línea recta descendente hasta cuando se alcanza la deformación ultima, que tiene un valor de 0.0038 m/m.

Las ecuaciones 4 y 5 expresan el comportamiento de la curva en sus condiciones de frontera y la figura 2 ejemplifica de forma gráfica dicho diagrama de esfuerzo deformación.

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]; 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_0 \quad (4)$$

$$f_c = f'_c \left[1 - 0.15 \left(\frac{\varepsilon_c - \varepsilon_0}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_0} \right)^2 \right]; \varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \quad (5)$$

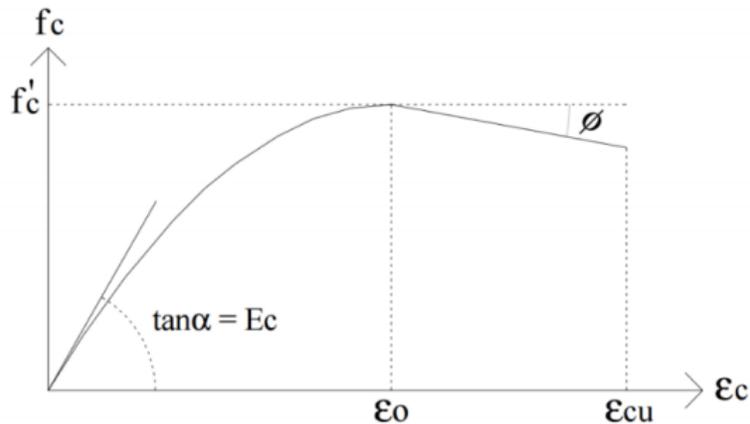


Figura 2. Diagrama de esfuerzo deformación del modelo de Hognestad del concreto. Fuente: (Moreno Piza, 2017)

Hognestad propone que en el caso de las columnas el valor de f'_c sea el 85% de su valor.

2.3.1.3 Modelo paramétrico de Mander para el concreto

Este modelo tiene en consideración el confinamiento del concreto, considerando que un elemento bien confinado presenta un aumento de su resistencia a la compresión y aumenta la capacidad de deformarse antes de llegar a un punto último de ruptura (Mander, Priestley, & Park, 1988). La figura 3 muestra las curvas de concreto confinado y no confinado.

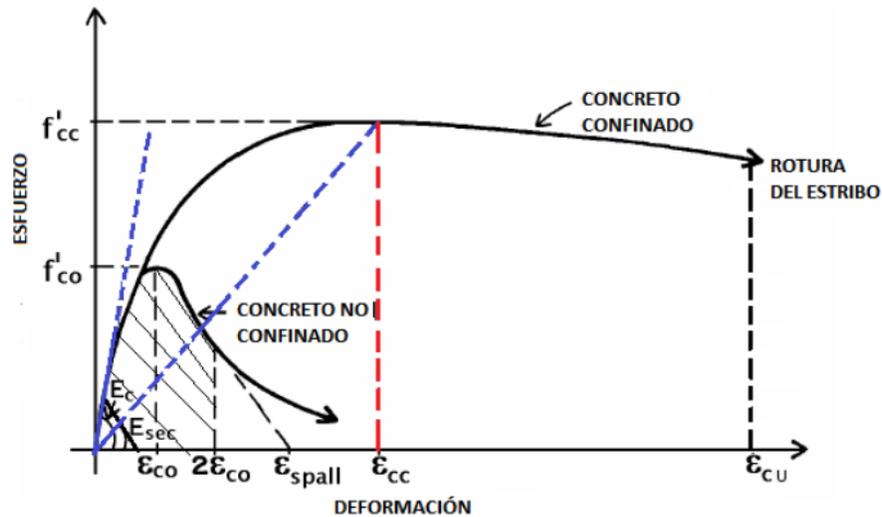


Figura 3. Diagrama de esfuerzo deformación para el modelo de concreto confinado de Mander. Fuente: (Odair, 2013)

Se observa que la curva del concreto confinado y no confinado mantiene la misma tendencia hasta la deformación de 0.002 (ϵ_0), a partir de este momento el acero empieza a tener gran influencia, incrementado su resistencia a la capacidad de deformación.

La curva está definida por la ecuación 6, cual depende de la relación entre módulos de elasticidad tangente y secante (E_c), y de la relación de deformaciones no confinada y confinada (E_c).

$$f_c = \frac{f_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad (6)$$

Capítulo 2

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (7)$$

$$x = \frac{\varepsilon_{nc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (8)$$

El módulo de elasticidad tangente es el mismo módulo de elasticidad no confinada, que según la NRS-10 puede ser determinado por la ecuación 9 en MPa, y el modulo secante es según Mander por la expresión 10.

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \quad (9)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (10)$$

La deformación unitaria del concreto confinado se calcula mediante la expresión 11.

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_0 \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (11)$$

Para el cálculo de la resistencia de concreto confinado se hace empleo de 6 pasos, donde primeramente de determina los 2 esfuerzos laterales del núcleo del concreto en el sentido x y en el sentido y (Ec.12 y Ec.13)

$$f_{lx} = \rho_x k_e f_{yh} \quad (12)$$

$$f_{ly} = \rho_y k_e f_{yh} \quad (13)$$

Estas dos expresiones están en función de las cuantías volumétricas (Ec 14 y Ec 15), de la fluencia del acero de refuerzo transversal y del coeficiente de eficiencia de confinamiento, el cual se determina con la ecuación 16.

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{sd_c} \quad (14)$$

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{sb_c} \quad (15)$$

$$K_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6b_c d_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{1 - \rho_{cc}} \quad (16)$$

En la figura 4 se pueden ver la distancia entre las barras longitudinales, las dimensiones del núcleo de la sección y la separación libre entre estribos.

Finalmente, el factor de f'_{cc} se puede determinar con la gráfica de la figura 5, en la cual se relacionan las fracciones de los esfuerzos laterales con respecto a los esfuerzos concreto a compresión sin confinamiento.

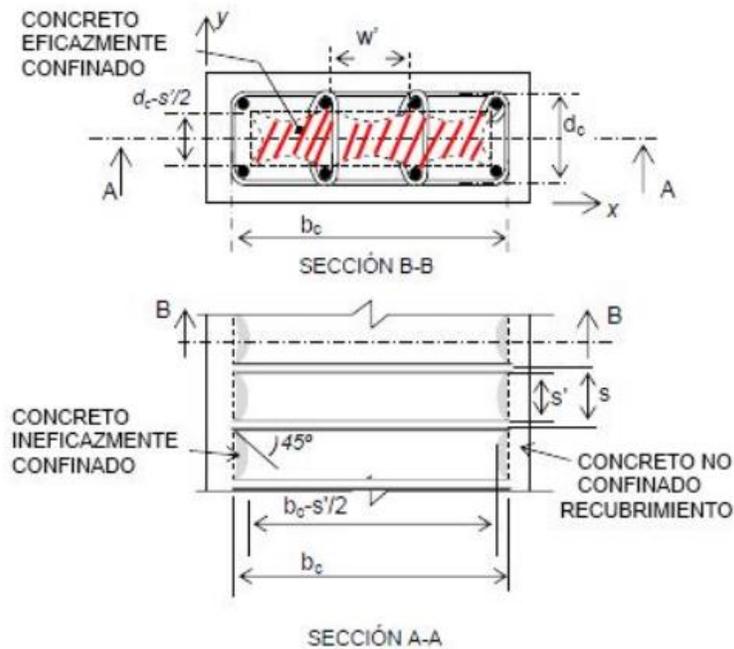


Figura 4. Nomenclatura de las dimensiones en las secciones rectangulares de concreto reforzado. (Odair, 2013)

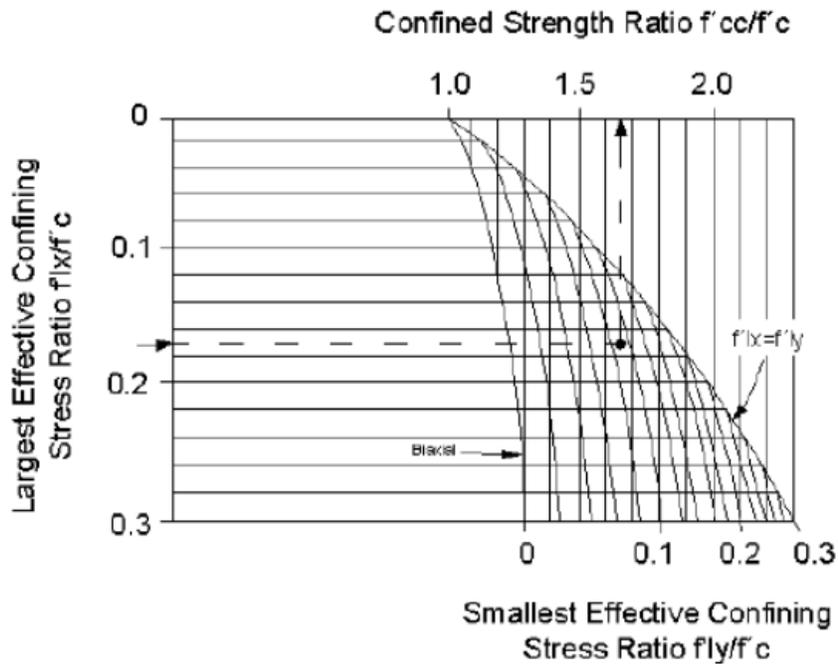


Figura 5. Incremento de resistencia a la compresión en secciones rectangulares confinadas por esfuerzos laterales. Fuente: (Mander, Priestley, & Park, 1988).

Para el caso de hormigón no confinado, en la ecuación 17 y 19 el valor de f'_{cc} se reemplaza por f'_c y el valor de ϵ_{cc} se reemplaza por ϵ'_c como se expresa en las siguientes ecuaciones:

$$f_c = \frac{f'_c x r}{r - 1 + x r} \quad (17)$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c} \quad (18)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_c}{\epsilon'_c} \quad (19)$$

Cuando la deformación sobrepasa el valor de $2\epsilon'_c$ la expresión para esfuerzo de compresión es la 20.

$$f = \left(\frac{2f'_c r}{r - 1 + 2r} \right) \left(\frac{\epsilon_u - \epsilon_c}{\epsilon_u - 2\epsilon'_c} \right) \quad (20)$$

Varios autores han encontrado otras expresiones que nos acercan al comportamiento del de esfuerzo- deformación del concreto como los de Kent y Park, Mugurama o Razvi y Saatcioglu, sin embargo los estudiados en este capítulo son suficientes cercanos a lo real para el estudio.

2.4 Diagrama momento curvatura

El diagrama de momento curvatura expresa el ángulo cuando un elemento se encuentra a flexión de acuerdo al momento aplicado, así pues, este diagrama nos permite observar de forma más clara el comportamiento no lineal de las columnas y vigas de concreto reforzado funcionado en conjunto. En este estudio se muestran estos diagramas de las columnas y vigas tipo de la estructura evaluada (ver capítulo de resultados).

Comúnmente, este ensayo nos muestra que en las secciones de hormigón armado se presentan tres puntos que cambian marcadamente el comportamiento de la curva, que son el momento donde se produce la primera grieta de concreto a tensión, el cambio de estado elástico a inelástico del acero y finalmente cuando falla el concreto a compresión. Estos diagramas pueden obtenerse de forma aproximada de acuerdo a unas tablas ofrecidas por la ASCE 41 (American Society of Civil Engineers, 2011). En ella se contemplan cuatro tramos, formados por líneas rectas, en la figura 6 se ilustra el diagrama propuesto por la sociedad de ingenieros. El ingeniero Roberto Aguilar publicó un artículo donde él explica el comportamiento específico de estas curvas (Aguilar, Edgar, & Rodriguez, 2015), que a continuación citamos:

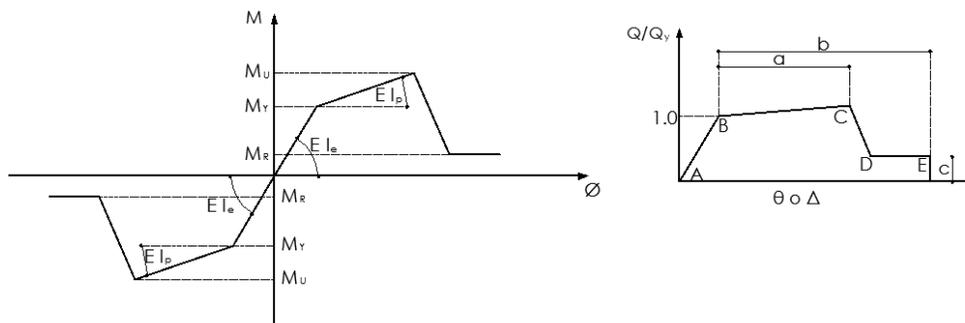


Figura 6. Relaciones de momento curvatura y modelo del ASCE 41. Fuente: (Aguilar, Edgar, & Rodriguez, 2015)

Capítulo 2

“A la izquierda de la figura 6, se presentan las relaciones momento curvatura, para un modelo que contempla tres zonas de trabajo del elemento; la elástica (sin daño) que es para cuando el momento actuante $M \leq M_y$; siendo M_y el momento de fluencia; en esta zona la rigidez a flexión vale EI_e . Donde E es el módulo de elasticidad del material; I_e es el momento de inercia de la sección gruesa, que se obtiene con base en la geometría de la sección; así para una viga rectangular de sección $I_e = bh^3/12$, donde b , h , corresponden a la base y altura de la sección; de tal manera que la rigidez elástica se obtiene con base en la geometría de la sección transversal del elemento sin utilizar el ASCE 41. De igual manera se halla el momento de fluencia M_y .

La segunda zona es la de post fluencia, en esta se cumple $M_y < M \leq M_u$, y la rigidez de la sección es EI_p ; para esta zona se requieren las propuestas del ASCE 41 y para terminar con las zonas se indica que la última es la residual que tiene un momento M_R .

El diagrama presentado a la izquierda de la figura 1 es para el caso de secciones asimétricas que tienen un comportamiento diferente si la parte inferior está sometida a tracción y la superior trabaja a compresión; o al revés.

A la derecha de la figura 6, se presenta la nomenclatura del ASCE 41 para hallar las relaciones momento rotación. En el eje horizontal se indica θ (giro) o desplazamiento Δ ; y en el eje vertical Q/Q_y . Para el caso de flexión esta relación será M/M_y y lo interesante es que el valor para el punto B, es la unidad, de tal manera que el momento es el de fluencia M_y , que está asociado a una rotación θ_y .

A partir del punto $M_{y,y}$, se encuentra el punto U (gráfico de la izquierda) que corresponde al punto C (gráfico de la derecha) por medio de la variable a propuesta por ASCE 41. Se determina también el momento residual, M_R , con la variable c ; y la rotación final en este segmento DE por medio de la variable b . Se destaca que en el hormigón el punto U está asociado a una deformación a la compresión que está entre 0.003 y 0.004; en cambio para la zona residual esta deformación se halla entre 0.004 y 0.008.”

Las tablas ofrecidas por el ASCE 41 son basadas en la norma FEMA 356 (Federal Emergency Management Agency, 2000), con la cual cuenta el software Sap 2000 por defecto para el análisis de diferentes secciones. En ellas se ofrecen los valores de a , b y c para así obtener los diagramas de curvatura, como se puede observar en las tablas 1 y 2 para las vigas y columnas de concreto respectivamente.

Para poder determinar estos diagramas se requiere de la obtención de diversos parámetros de cada sección. Tanto de su configuración geométrica como sus características mecánicas, el cual se explica a continuación.

Capítulo 2

Para el caso de las vigas, el parámetro de la derecha en la tabla 1 hace referencia al refuerzo longitudinal, específicamente la cuantía de la cero a tracción y a compresión y la cuantía balanceada, como se expresa a continuación.

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad (21)$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{bd} \quad (22)$$

$$\rho_b = \frac{0.85f'_c}{f_y} \beta_1 \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right) \quad (23)$$

En la ecuación 23, los valores de esfuerzo de fluencia del acero y esfuerzo de compresión del concreto deben ingresarse en unidades de kg/cm². Estas ecuaciones son empleadas para determinar la expresión 24.

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b} \quad (24)$$

El segundo parámetro nos define si la sección se encuentra confinada o no, dada las siguientes condiciones:

$$s \leq \frac{d}{3} \quad (25)$$

$$V_s > \frac{3}{4} V \quad (26)$$

$$V_s = \frac{A_s f_y d}{s} \quad (27)$$

Parámetros Modelos y Criterios Aceptables para Proceso No Lineales de Vigas de Concreto Reforzado									
Condiciones		Parámetros para Modelo				Criterios Aceptables			
		Rotación Plástica (rad)		Radio de Esfuerzo Residual		Rotación (rad)		Nivel de Desempeño	
		a	b	C		IO		Tipo de Componente	
						LS	CP	LS	CP
Vigas Controladas por Flexión									
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	Refuerzo Transversal	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$							
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.02	0.010	0.02	0.025	0.02
≤ 0.0	C	≤ 6	0.02	0.04	0.02	0.005	0.01	0.02	0.02
≤ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.02	0.005	0.01	0.02	0.02
≤ 0.5	C	≤ 6	0.015	0.02	0.02	0.005	0.005	0.02	0.015
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.02	0.005	0.01	0.015	9.02
≤ 0.0	NC	≤ 6	0.01	0.015	0.02	0.0015	0.005	0.02	0.01
≤ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.02	0.005	0.01	0.01	0.01
≤ 0.5	NC	≤ 6	0.005	0.01	0.02	0.0015	0.005	0.005	0.005
Vigas Controladas por Cortante									
	$s \leq d/2$		0.003	0.02	0.2	0.0015	0.002	0.003	0.01
	$s > d/2$		0.003	0.01	0.2	0.0015	0.002	0.003	0.005
Vigas Controladas por el Inadecuado Desarrollo o Inadecuado Empalme a lo Largo del Vano									
	$s \leq d/2$		0.003	0.02	0.0	0.0015	0.002	0.003	0.01
	$s > d/2$		0.003	0.01	0.0	0.0015	0.002	0.003	0.005
Vigas Controladas por el Inadecuado Empotramiento entre Viga y Columna									
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02

Tabla 1. Parámetros modelos y criterios aceptables para proceso no lineales de vigas de concreto reforzado FEMA 356.

Parámetros Modelos y Criterios Aceptables para Proceso No Lineales de Columnas de Concreto Reforzado											
Condiciones		Parámetros para Modelo				Criterios Aceptables					
		Rotación Plástica (rad)		Radio de Esfuerzo Residual		IO		Rotación (rad)			
								Nivel de Desempeño		Tipo de Componente	
		a	b	c	C	LS	CP	LS	CP	LS	CP
Vigas Controladas por Flexión											
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Refuerzo Transversal	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$									
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.02	0.005	0.015	0.02	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≤ 6	0.016	0.024	0.02	0.005	0.012	0.016	0.016	0.016	0.024
≤ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.02	0.003	0.012	0.015	0.018	0.018	0.025
≤ 0.4	C	≤ 6	0.012	0.02	0.02	0.003	0.01	0.012	0.0013	0.01	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.02	0.005	0.005	0.006	0.01	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≤ 6	0.005	0.012	0.02	0.005	0.004	0.005	0.008	0.008	0.012
≤ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.02	0.002	0.002	0.003	0.006	0.006	0.01
≤ 0.4	NC	≤ 6	0.002	0.008	0.02	0.002	0.02	0.002	0.002	0.002	0.008
Vigas Controladas por Cortante											
Todos los casos											
Vigas Controladas por el Inadecuado Desarrollo o Inadecuado Empalme a lo Largo del Vano											
	$s \leq d/2$	0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.005	0.01	0.01	0.01	0.02
	$s > d/2$	0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
Columnas con Carga Axial que excede del 0.7P₀											
Estribos Confinados Sobre la Longitud											
	Todos los Demás Caso	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01	0.01	0.01	0.02

Tabla 2. Parámetros modelos y criterios aceptables para proceso no lineales de columnas de concreto reforzado FEMA 356.

Capítulo 2

Y la última expresión es una relación del cortante actuante con respecto a la dimensión de la sección y la resistencia a la compresión del concreto.

$$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}} \quad (28)$$

Para el caso de las columnas se emplea la tabla 2, en dónde se debe estudiar el caso del efecto de la carga axial actuante con respecto al área de la sección y la resistencia a la compresión del concreto, así:

$$\frac{P}{A_g f'_c} \quad (29)$$

Cuando una viga o una columna pasan al estado plástico, entran en una región donde las deformaciones incrementan a un paso mayor con una cantidad menor de momento aplicado, formándose así rotulas plásticas en los puntos donde se alcanzan dichos momentos. La norma FEMA 356 tiene una clasificación de estos momentos de acuerdo a la rotación que se presente en el elemento, como se puede ver a la derecha de las tablas 1 y 2, conocidos como niveles de desempeño, conformado por tres puntos importantes llamados: ocupación inmediata (IO), seguridad de vida (LS) y prevención de colapso (CP), alcanzado el 25, 75 y 100% de la deformación última según los autores Inel y Ozmen.

La ATC-40 (Applied Technology Council, 1996) presenta seis niveles de desempeño para elementos estructurales, de acuerdo al daño sufrido por la presencia de sismo y haber sobrepasado el elemento su rango elástico.

Rango del Nivel de Desempeño Estructural ATC-40		
Abreviación	Nomenclatura	Descripción
SP-1	Ocupación Inmediata	Puede existir daño estructural, pero es casi indispensable, el peligro de vida es despreciable, la edificación se mantiene en funcionamiento.
SP-2	Daño Controlado	La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que sean afectados
SP-3	Seguridad	Existen daños estructurales significativos, sin embargo, la mayoría de los elementos estructurales se mantienen. Amenaza la vida de los ocupantes. Costos elevados de reparación.
SP-4	Seguridad Limitada	Alto peligro para los ocupantes. Estado entre seguridad de vida y prevención de colapso.
SP-5	Estabilidad Estructural	Pérdida significativa de seguridad de la rigidez a carga laterales, a pesar de mantener capacidad para soportar cargas verticales. Elevado peligro para ocupantes y transeúntes.
SP-6	No Considerado	Se limita a considera el desempeño de los elementos no estructurales.

Tabla 3. Rangos de nivel de desempeño. ATC-40.

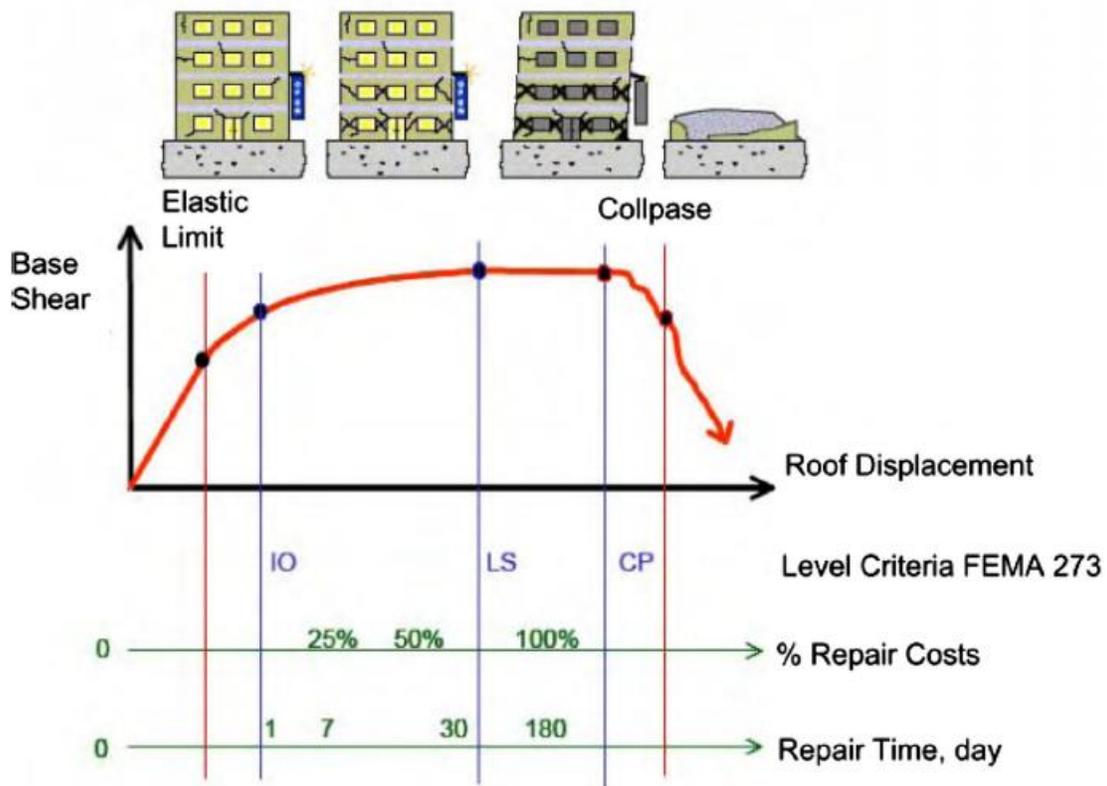


Figura 7. Curva de capacidad y niveles de desempeño. Fuente: (Hakim, Alama, & Ashour, 2014)

En la tabla 1 y 2 también se observa que diferencia entre elementos primarios, definidos como aquellos componentes que aportan capacidad de resistencia sísmica a la estructura en cualquier dirección y, los secundarios que no aportan significativamente resistencia a la estructura en el análisis sísmico.

2.5. Rotula Plástica

Está definida como la presencia de estado inelástico de un punto de una sección evaluada cuando se sobrepasa el momento de fluencia. En las secciones de hormigón armado este estado se puede apreciar gracias al acero de refuerzo, puesto que le brinda ductilidad al elemento luego de producirse las primeras grietas a tensión del concreto.

Como el concreto reforzado es un material compuesto se generan redistribuciones de los esfuerzos a medida que se va aumentando el momento aplicado y apareciendo las grietas en el concreto. En la figura 8 se muestra un delta de sección de viga en

Capítulo 2

donde se observa su diagrama de distribuciones de deformaciones, y más adelante se presentan las respectivas ecuaciones de para el cálculo de la curvatura.

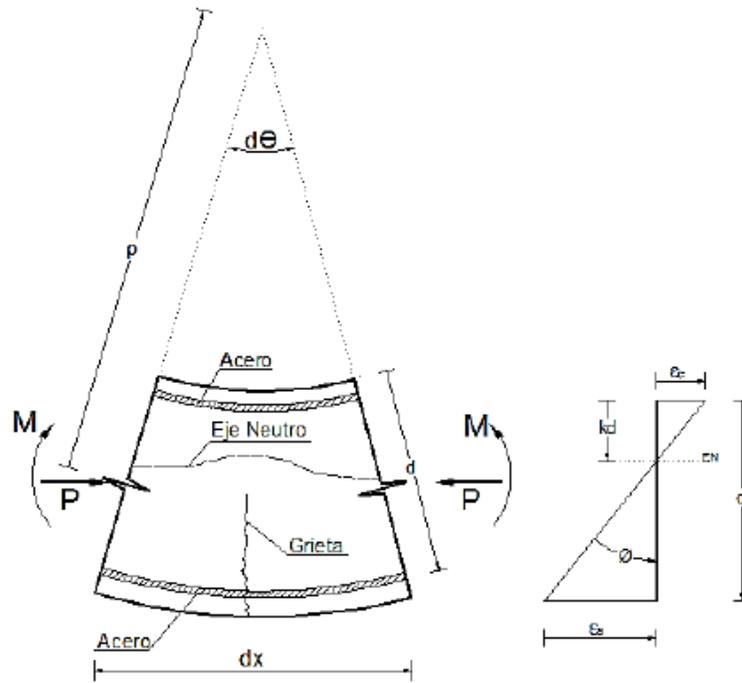


Figura 8. Delta de sección transversal de elemento de concreto reforzado y su análisis de deformaciones. Fuente: (Park & Paulay, 1983)

En función de su condición geométrica de una viga, la curvatura puede expresarse como el inverso del radio de curvatura como se muestra en la ecuación 30, y de acuerdo con las cargas aplicadas y las propiedades del de la sección se puede obtener la curvatura con la ecuación 31.

$$\varphi = \frac{1}{\rho} = \frac{d\theta}{dx} \quad (30)$$

$$\varphi = \frac{M}{EI} \quad (31)$$

Para el caso específico de las secciones de concreto reforzado se puede determinar la curvatura de acuerdo con las deformaciones unitarias del concreto y el acero, ver ecuación 32.

$$\varphi = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s}{d} \quad (32)$$

La figura 9 presenta dos curvas superpuestas de la variación del momento respecto a la curvatura real y aproximada. El punto A es una fluctuación debido a la formación de las grietas a tensión del concreto entregando toda la resistencia de tracción al acero; Y indica el cambio de comportamiento lineal de la sección, donde ni el acero ni el hormigón funciona de manera elástica, a partir de ese punto forma la llamada rotula plástica, cambiando la pendiente notoriamente en la curva hasta llegar a punto U, donde se alcanza la resistencia ultima comenzado así la zona de momentos residuales.

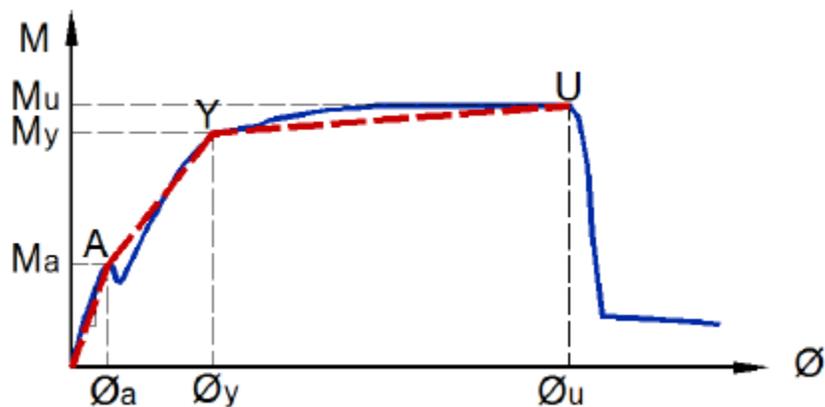


Figura 9. Diagrama de momento curvatura para elemento de concreto reforzado.
Fuente: (Rodrigues, 2015)

Robert Park y Thomas Paulay (Park & Paulay, 1978) propone las siguientes ecuaciones para determinar el diagrama de momento curvatura.

Para el punto A, se considera toda la sección de hormigón con la teoría elástica, empleado el módulo de ruptura (Ec. 33, NRS-10 en kg/cm²), la inercia de la sección completa y la distancia desde el eje neutro hasta el final de la sección a tensión.

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} \quad (33)$$

$$M_a = \frac{f_r I}{y_t} \quad (34)$$

$$\varphi_a = \frac{\frac{f_r}{E_c}}{y_t} \quad (35)$$

Para el cálculo del punto Y, la figura 10 muestra el comportamiento de los esfuerzos y las deformaciones de una sección rectangular doblemente reforzada en la primera cedencia del acero a tensión.

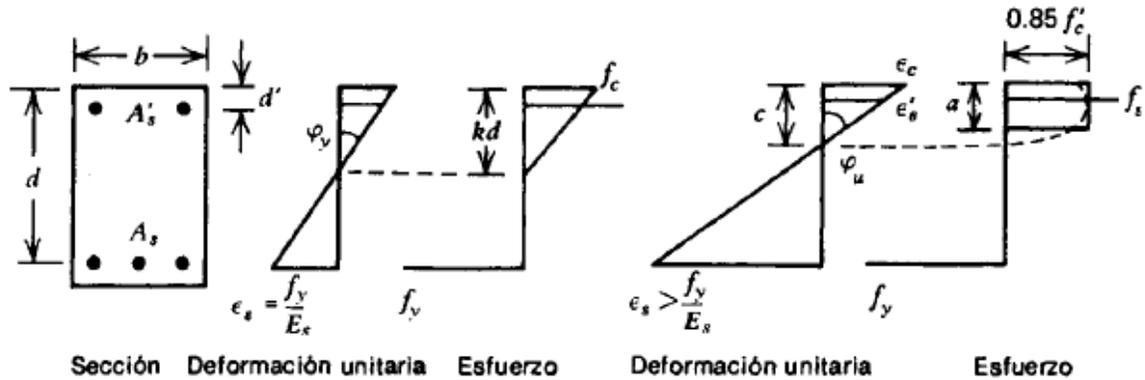


Figura 10. Viga rectangular doblemente reforzada, con diagramas de deformación.
Fuente: (Park & Paulay, 1983)

Para un diseño óptimo los elementos deben ser sub reforzados, por lo que el acero alcanzará el límite de fluencia antes de que el concreto alcance la presencia a la compresión. En la curva de esfuerzo deformación el concreto presenta un comportamiento próximamente lineal hasta el 70% de su resistencia, por lo que ambos materiales tienen un comportamiento elástico previo a la fluencia del acero. Dado lo anterior, Park determinó las siguientes ecuaciones para el cálculo de la curvatura y el momento cuando el acero comienza a ceder.

$$k = \left[(\rho + \rho')^2 n^2 + 2 \left(\rho + \frac{\rho' d'}{d} \right) n \right] - (\rho + \rho') n \quad (36)$$

$$M_y = A_s f_y j d \quad (37)$$

$$\varphi_y = \frac{f_y}{E_s d(1 - k)} \quad (38)$$

Para el punto último de resistencia, teniendo en cuenta que el acero a tensión se encuentra en la zona de cedencia, pueden ocurrir dos casos, que el acero a compresión haya excedido su límite de fluencia o que aún no lo haya alcanzado. Para el primer caso se puede emplear la ecuación 40 para el cálculo del momento último y, para el segundo caso se emplea la ecuación 41. Indistintamente para cualquiera de las dos condiciones la curvatura se determina con la ecuación 42.

$$a = \frac{A_s f_y - A'_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad (39)$$

$$M_u = 0.85 f'_c a b \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d - d') \quad (40)$$

$$M_u = 0.85 f'_c a b \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s E_c \varepsilon_c \frac{(a - \beta_1 d')}{a} (d - d') \quad (41)$$

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_c \beta_1}{a} \quad (42)$$

La figura 11 representa los diagramas idealizados de los diagramas Momento - Curvatura

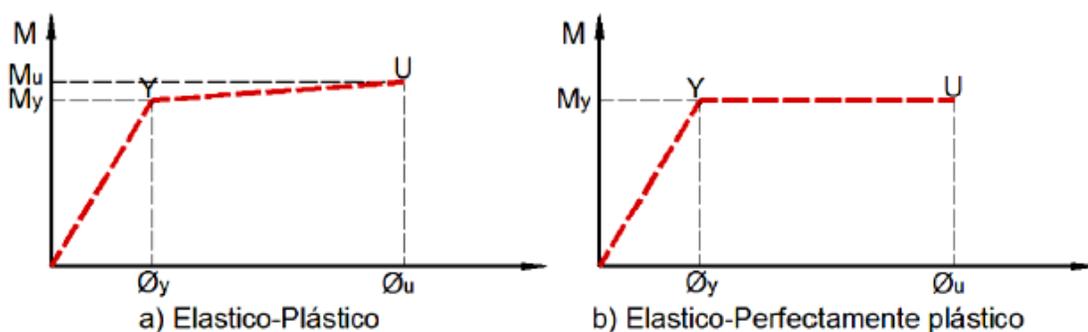


Figura 11. Diagramas idealizados momento curvatura. Fuente: (Rodrigues, 2015)

2.5.1 Longitud de la rótula plástica

La figura 8 muestra una viga en voladizo sometida a una carga puntual en el extremo, su diagrama de momento y su diagrama de curvatura a lo largo del elemento. En el diagrama de curvatura se pueden apreciar diversas fluctuaciones debido a los cambios de rigidez en la viga producido por las grietas de tensión que se generan en zonas discretas. La zona inelástica de curva se observa, al menos, en la región donde se excede el momento de cedencia de la sección evaluada.

El área bajo la curva del diagrama momento - curvatura es la rotación del elemento en el punto evaluado, así la rotación puede ser determinada con la ecuación.

$$\theta = \int_A^B \frac{M}{EI} dx \quad (43)$$

El área sombreada en la figura 12, es la rotación plástica que se genera posterior a la rotación inelástica de la sección que puede ocurrir en la articulación plástica. Haciendo una idealización de la curva se puede remplazar la curva por un rectángulo equivalente, como se muestra en la figura 12, donde la rotación plástica sería representada por la ecuación 44, en función de la curvatura de fluencia, curvatura plástica y la longitud de la rótula plástica.

$$\theta_p = (\varphi - \varphi_y)l_p \quad (44)$$

Para calcular la longitud de la rótula plástica diversos autores han propuesto las ecuaciones empíricas que se observan en la tabla 4.

Expresiones Empíricas para el Cálculo de l_p		
Expresión	Autor	Comentario
$l_p = k_1 k_2 k_3 \left(\frac{z}{d}\right)^{\frac{1}{4}} d$	Baker	Propuesta para miembros con concreto no confinado. Las constantes k_1, k_2, k_3 , dependen las propiedades del acero, influencia de cargas axiales y de concreto respectivamente.
$l_p = k_1 k_3 \left(\frac{z}{d}\right) c$	Baker	Propuesta para miembros de concretos confinados.
$l_p = 0.5d + 0.2\sqrt{d} \left(\frac{z}{d}\right)$	Corley	Desarrollado con base en varios experimento de vigas.
$l_p = 0.5d + 0.05z$	Mattock	Con base en el estudio de Corley propuso una expresión más simple
$l_p = 0.25d + 0.075z$	Sawyer	Basado en la suposición de que $M_y/M_u = 0.85$ y que la zona de cedencia se alarga a $d/4$ más allá de cuando el momento alcanza el M_y .

Tabla 4. Expresiones empíricas para el cálculo de l_p .

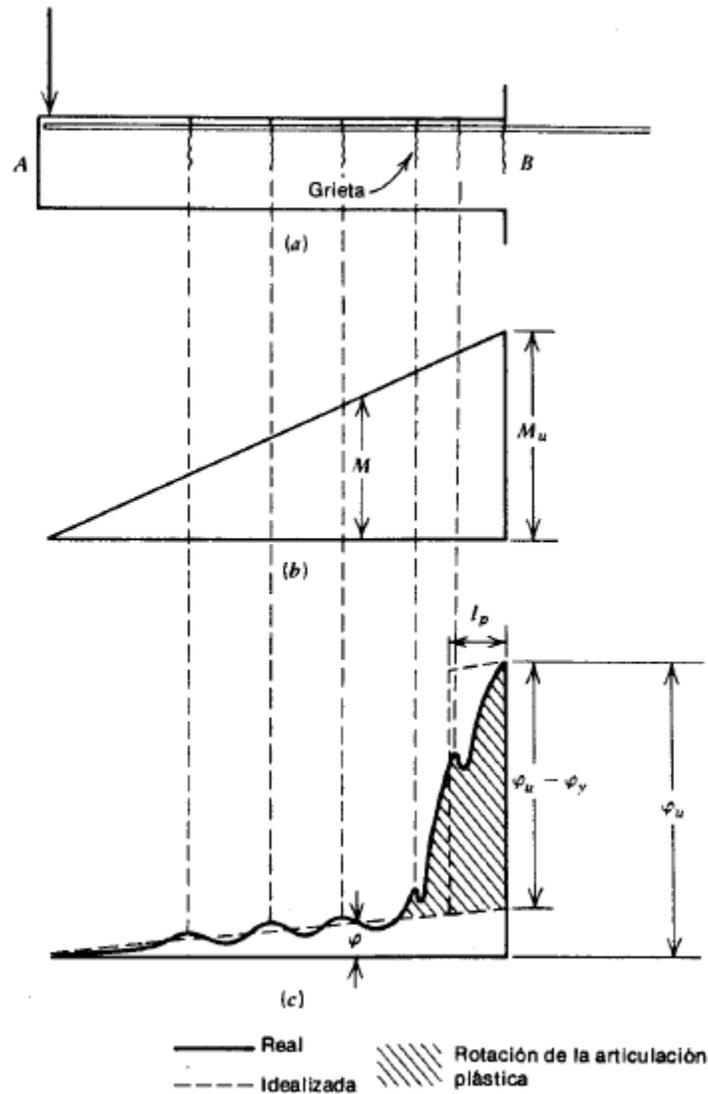


Figura 12. Distribución de curvatura a lo largo de una viga bajo momento último.
 (a) Viga. (b) Diagrama de momento flexionante. (c) Diagrama de curvatura.
 Fuente: (Park & Paulay, 1978).

2.6. Análisis de plastificación progresiva (Pushover)

El pushover es un tipo de análisis de estructuras, en el que se tiene en cuenta el comportamiento sísmico que demanda una estructura con base en distintas características como la localización o su importancia de estabilidad y la capacidad que tiene esta estructura de soportar dicha demanda, dado el comportamiento lineal y pastico de cada uno de los elementos principales que brindan estabilidad al conjunto estructural.

En este se incrementa de forma monótonica un patrón de carga hasta llegar a un estado límite de resistencia, el cual puede ser alcanzado ya sea por la inestabilidad de la estructura, distorsión que sobrepase los límites establecidos, deformación de los elementos importantes en la estructura generando una degradación de la resistencia de la capacidad de soportar las cargas gravitacionales.

Posterior a obtener los comportamientos de capacidad de la estructura y la curva inicial de demanda, se requiere la obtención del punto de desempeño, el cual representa la condición para la cual la capacidad sísmica de la estructura es igual a la demanda sísmica impuesta a la estructura por el movimiento de la tierra.

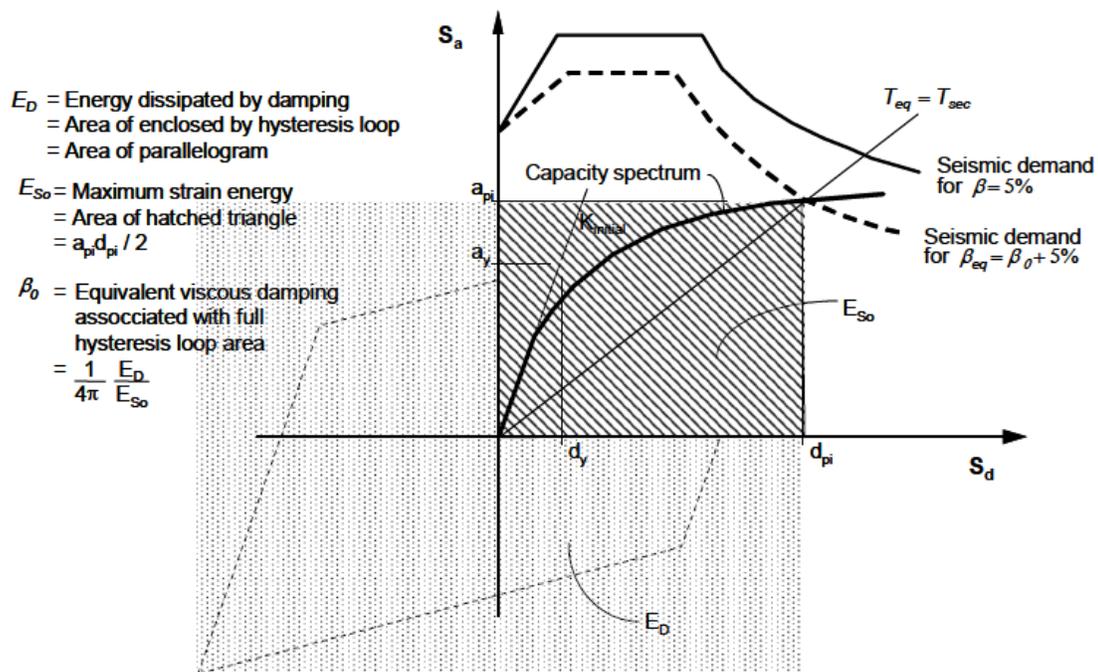


Figura 13. Espectros de capacidad y de demanda del análisis pushover. Fuente: (FEMA 440, 2005)

La figura 13 muestra la condición final del análisis, en ella se contemplan el comportamiento que tendrá la estructura cuando sea sometida al sismo de estudio.

2.6.1. Espectro de capacidad

Los espectros de capacidad y de demanda son usados para determinar la respuesta máxima de una estructura en función de la aceleración, la velocidad y los desplazamientos máximos a los que puede ser sometido una estructura.

La capacidad es la habilidad para resistir la demanda sísmica de una estructura. Esta depende de la resistencia y la propiedad de deformación de cada elemento de forma individual, aportando así a la estabilidad de la estructura. En el análisis Pushover, se determina este espectro de capacidad mediante una serie de análisis estáticos superpuestos de forma secuencial, en el que se obtiene una curva de fuerza contra desplazamiento. En este se van cambiando la rigidez de la estructura de acuerdo con los momentos alcanzados en cada uno de los elementos, con base en sus puntos de plastificación. De esta forma obtener el comportamiento no lineal de la estructura en conjunto, aplicando una serie de fuerzas laterales hasta que la estructura se vuelva inestable. En la figura 14 se observan los puntos de plastificación para varios elementos de un pórtico en dos dimensiones luego de varias secuencias de incremento de carga.

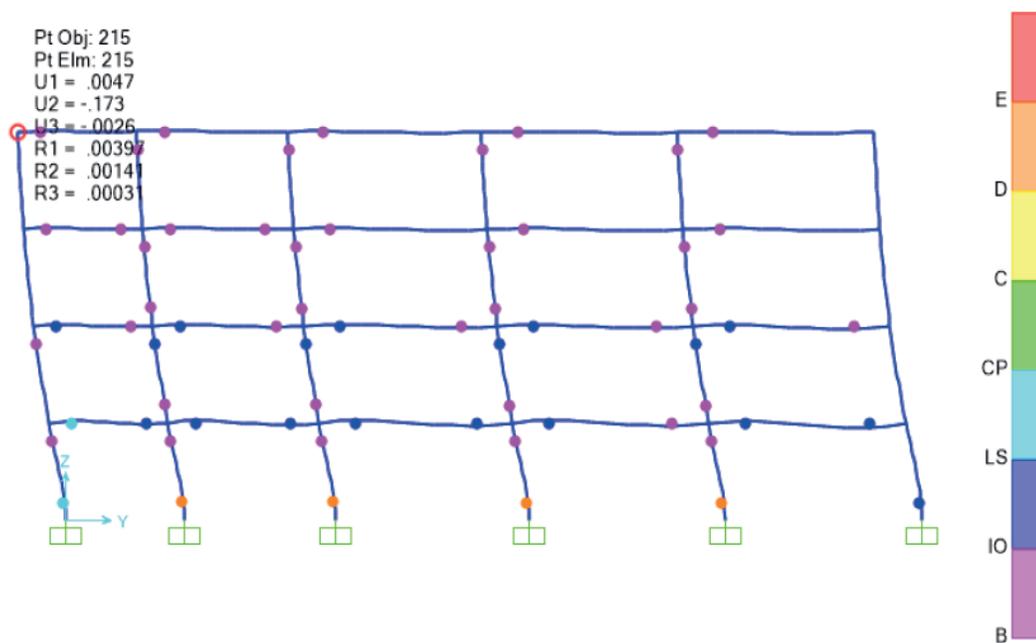


Figura 14. Puntos de plastificación de un pórtico en 2D. Fuente: (Suárez Numpaque)

El espectro de capacidad se representa en términos de aceleración y desplazamiento espectral, para ello se debe transformar la curva de capacidad, expresada en términos de cortante basal y desplazamiento, mediante las ecuaciones 45 y 47.

$$S_a = \frac{V_s}{\alpha_1 \bar{W}} \quad (45)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^n \frac{w_i \phi_{i1}}{g} \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^n \frac{w_i}{g} \right] \left[\sum_{i=1}^n \frac{w_i \phi_{i1}^2}{g} \right]} \quad (46)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{\text{techo}}}{PF_1 \phi_{\text{techo},1}} \quad (47)$$

$$PF_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^n \frac{w_i \phi_{i1}}{g} \right]}{\left[\sum_{i=1}^n \frac{w_i \phi_{i1}^2}{g} \right]} \quad (48)$$

Para determinar la curva de capacidad se aplica una carga concentrada a un lado de la estructura de forma proporcional a la masa en cada piso. Posteriormente se debe verificar los momentos de cada uno de los elementos principales con el fin de revisar su estado de plastificación, si dicho estado se ha alcanzado se debe modificar su rigidez, dando a entender que este elemento ha llegado a su estado de cedencia. Se carga nuevamente la estructura con un incremento de fuerza y se procede realizar nuevamente la revisión de cada elemento y su modificación de la rigidez, ese proceso se realiza hasta que la estructura haya llegado a un punto de inestabilidad.

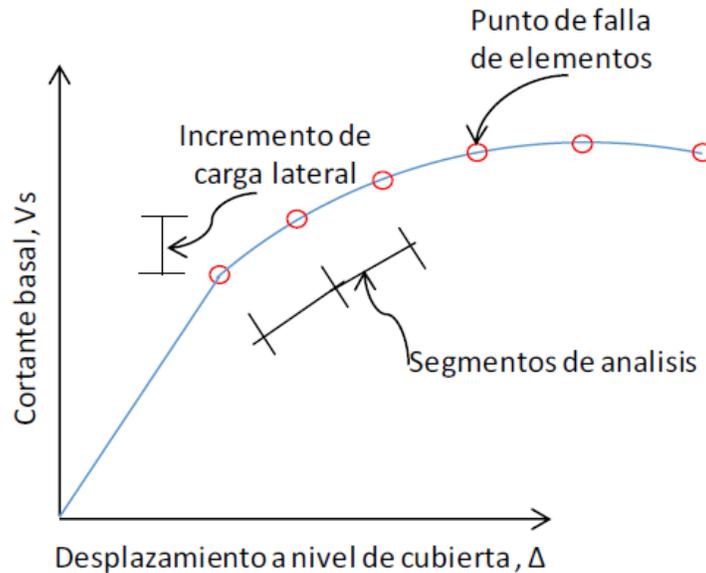


Figura 15. Cortante basal vs desplazamiento en cubierta. Fuente: (Ardilla Valencia, 2016)

La figura 16 muestra las curvas de capacidad, cada una de las curvas representa una aplicación de carga desde su estado inicial, pero con rigidez diferente en los elementos que han llegado a su estado límite de cedencia.

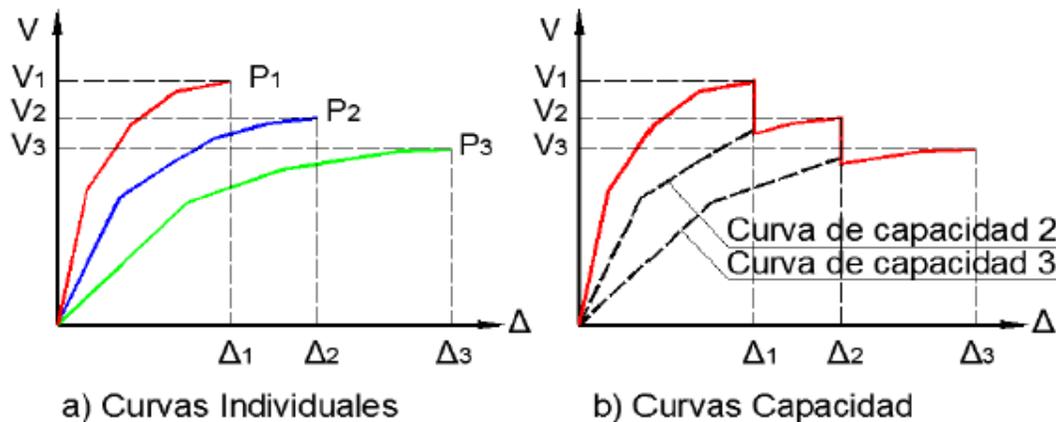


Figura 16. Curvas de capacidad. Fuente: (Rodrigues, 2015)

En la modelación de varias estructuras, según la FEMA 356 se pueden clasificar en tres tipos de curvas idealizadas, como las mostradas en la figura 16. En estas curvas, las tipo 1 y tipo 2 tiene un comportamiento dúctil posterior a alcanzar su límite elástico. En la curva 3 se presenta una degradación de la fuerza

Capítulo 2

inmediatamente después de su comportamiento lineal inicial. La curva 1, a diferencia de la curva dos, presenta una disminución de la pendiente en degradación de la fuerza permitiendo así mayor deformación antes de llegar a su punto de resistencia última.

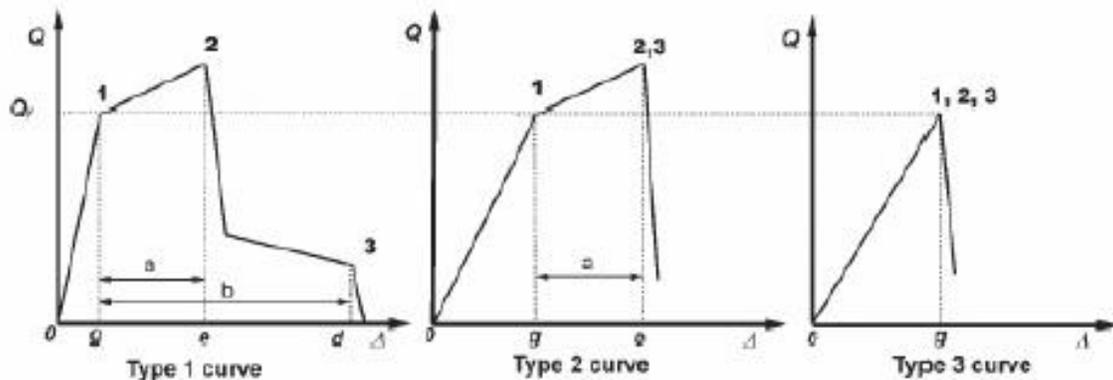


Figura 17. Tipos de comportamiento de curvas de carga vs desplazamiento.
Fuente: (FEMA 440, 2005).

No obstante, en muchas estructuras el comportamiento de la curva de capacidad es más complicado que lo mostrados en la figura 16. Para una estructura de media altura de concreto reforzado la curva de capacidad se puede ver como se muestra en la figura 17. En ella se distinguen tres zonas, la primera consiste en la deformación previa a llegar al límite estático de cada elemento. Posteriormente algunos elementos empiezan a ceder mientras otros aún se mantienen dentro de la región elástica. Finalmente se presenta la zona de degradación de la fuerza de una mayor cantidad de elementos.

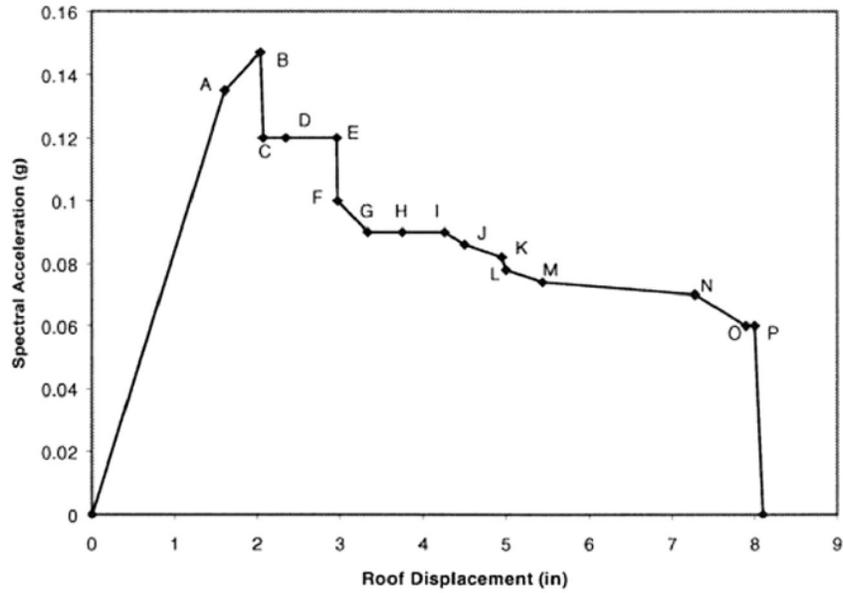


Figura 18. Aceleraciones espectrales vs desplazamiento en cubierta de edificación de concreto reforzado. Fuente: (FEMA 440, 2005)

2.6.2. Espectro de demanda

Este representa la respuesta máxima de diversas estructuras dadas sus condiciones geométricas, su nivel de importancia y las características de la zona geográfica en la que se encuentre, para con este modo representar los movimientos sísmicos.

La norma NRS-10 determina el espectro de aceleraciones de un sismo en 4 regiones, como se muestra a continuación.

Para períodos de vibraciones menores a T_c (Ec 49), la aceleración es determinada con la ecuación 50.

$$T_c = 0.48 \frac{A_v F_v}{A_a F_a} \quad (49)$$

$$S_a = 2.5 A_a F_a I \quad (50)$$

Para períodos de vibración mayores T_c y menores a T_L la aceleración puede calcularse con la ecuación 62.

$$T_L = 2.4F_v \quad (51)$$

$$S_a = \frac{1.2A_v F_v I}{T^2} \quad (52)$$

Para períodos de vibraciones mayores a T_L la aceleración puede calcularse con la ecuación 53.

$$S_a = \frac{1.2A_v F_v T_L I}{T^2} \quad (53)$$

La norma permite para períodos diferentes al fundamental usar la expresión 55, para aceleraciones con períodos de vibración menores a T_0 .

$$T_0 = 0.1 \frac{A_v F_v}{A_a F_a} \quad (54)$$

$$S_a = 2.5A_a F_a I \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (55)$$

La figura 19 muestra gráficamente como es el espectro de aceleraciones, con las zonas donde aplican cada una de las ecuaciones.

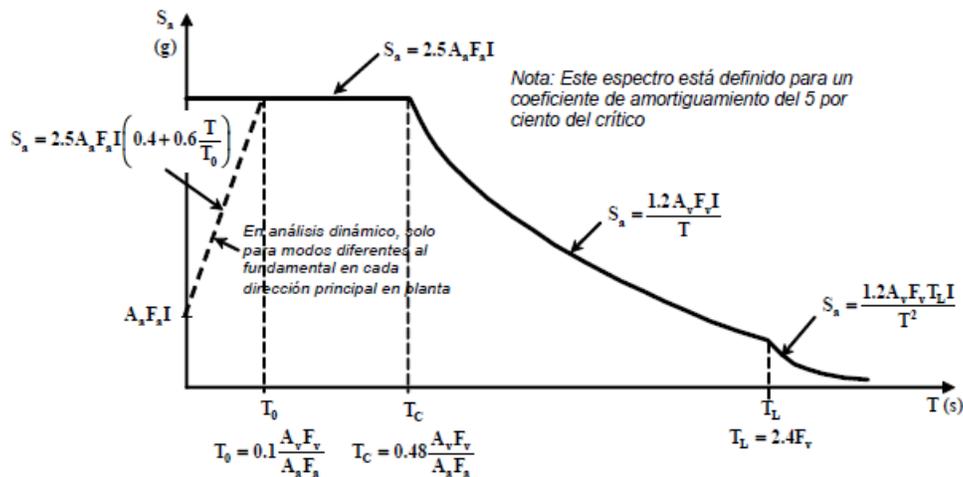


Figura A.2.6-1 — Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g

Figura 19. Espectro elástico de aceleraciones de diseño como fracción de g.
Fuente: (NRS10 TÍTULO A, 2010)

Para determinar el espectro de demanda se hace empleo del espectro de aceleraciones y se debe cambiar la variable de las abscisas de período a desplazamiento espectral, con la ecuación 56.

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (56)$$

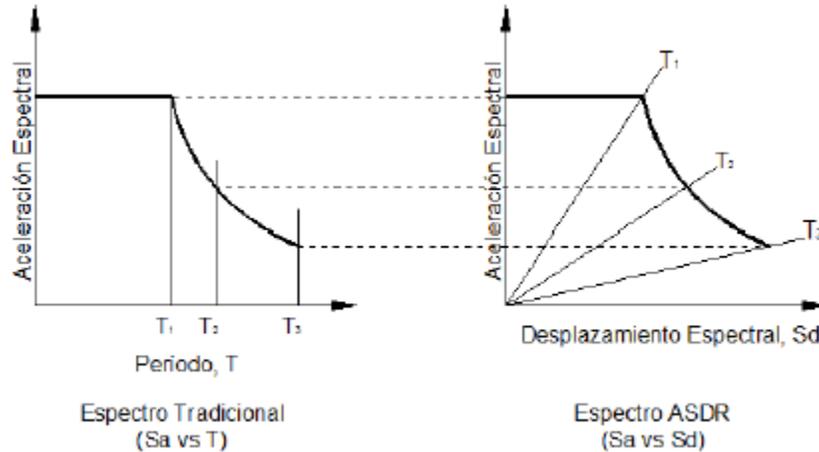


Figura 20. Espectro tradicional vs espectro ASDR. Fuente: (Ardilla Valencia, 2016)

Los períodos en el espectro de demanda (ASDR) se mantienen constantes de forma radial partiendo del origen en eje de coordenadas.

2.6.3. Amortiguamiento viscoso y de histéresis

El amortiguamiento es el proceso por el cual la vibración libre de una estructura disminuye constantemente en amplitud, disipando así la energía debido a la presencia de un sismo.

Cuando un objeto se encuentra en movimiento a través de un fluido, este le genera una resistencia en contra de su desplazamiento. Al efecto que tiene un medio fluido sobre las edificaciones, en este caso el aire, de inhibir la oscilación de un sismo se le conoce como amortiguamiento viscoso. La NRS-10 contempla este efecto en las ecuaciones del espectro de aceleraciones con valor de un 5%.

La histéresis es la tendencia de un material de conservar sus propiedades, en ausencia del estímulo que la generó. Así la energía de histéresis en un elemento es disipada en un sistema estructural durante un evento sísmico cuando tienen lugar

Capítulo 2

una cierta cantidad de deformaciones no lineales, generando de esta forma un efecto de amortiguamiento.

El amortiguamiento equivalente es la combinación del amortiguamiento viscoso, inherente de la estructura y el amortiguamiento por histéresis, como la expresa la ecuación 57, donde el número cinco es el amortiguamiento viscoso

$$\beta_{eq} = k\beta_0 + 5 \quad (57)$$

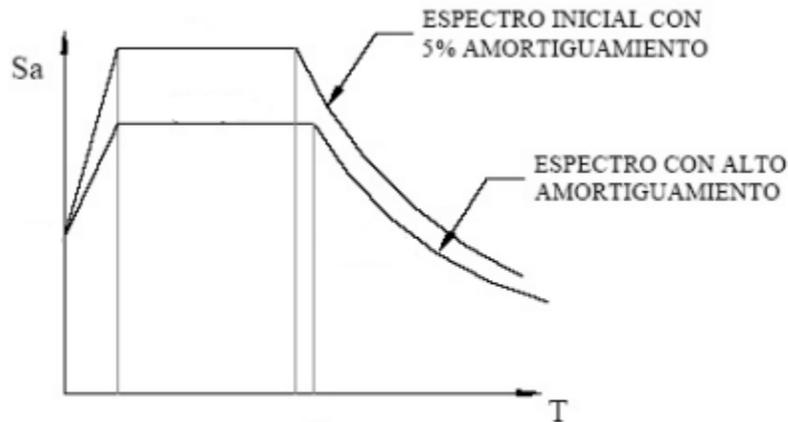


Figura 21. Espectro de demanda con diferentes amortiguamientos. Fuente: Los autores

Como se muestra en la figura 21, la curva de demanda tendrá una reducción debido al amortiguamiento por histéresis, esta reducción es alcanzada cuando se determina el punto de desempeño de la estructura.

El amortiguamiento histerético puede ser obtenido con la expresión 58.

$$\beta_0 = \frac{0.637(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (58)$$

El factor K depende de la calidad del sistema de residencia sísmica y de la duración de los temblores en la tierra, así como lo expresado en la tabla #5.

Duración del Movimiento	Estado de la Estructura en Cuanto al Resistencia de Fuerzas Laterales		
	Buena	Promedio	Pobre
Corto	Tipo A	Tipo B	Tipo C
Largo	Tipo B	Tipo C	Tipo C

Tabla 5. Estado de la estructura en cuanto a resistencia de fuerzas laterales.
Fuente: (Rodrigues, 2015)

Así el valor de K se determina con la gráfica de la figura 22, con base en el amortiguamiento histerético y al tipo de estructura. Por gráfica se puede concluir que se disminuye la amortiguación equivalente si las características de la edificación son malas o si la estructura estará sometida a grandes períodos de vibración.

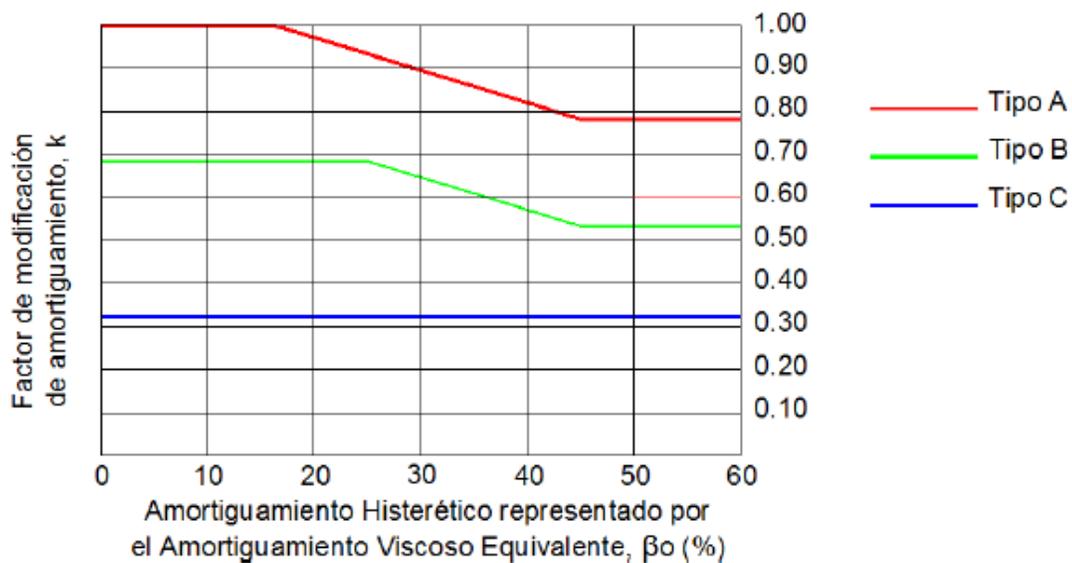


Figura 22. Factor K en función del tipo de edificación y el amortiguamiento histerético. Fuente: (Rodrigues, 2015).

Con la obtención del amortiguamiento equivalente se puede obtener el espectro de demanda reducido, como se observa en la figura 23, para ello hacemos empleo de las ecuaciones 59 y 60, que son factores de reducción que se le aplican a la parte lineal del espectro y la zona decreciente del espectro respectivamente.

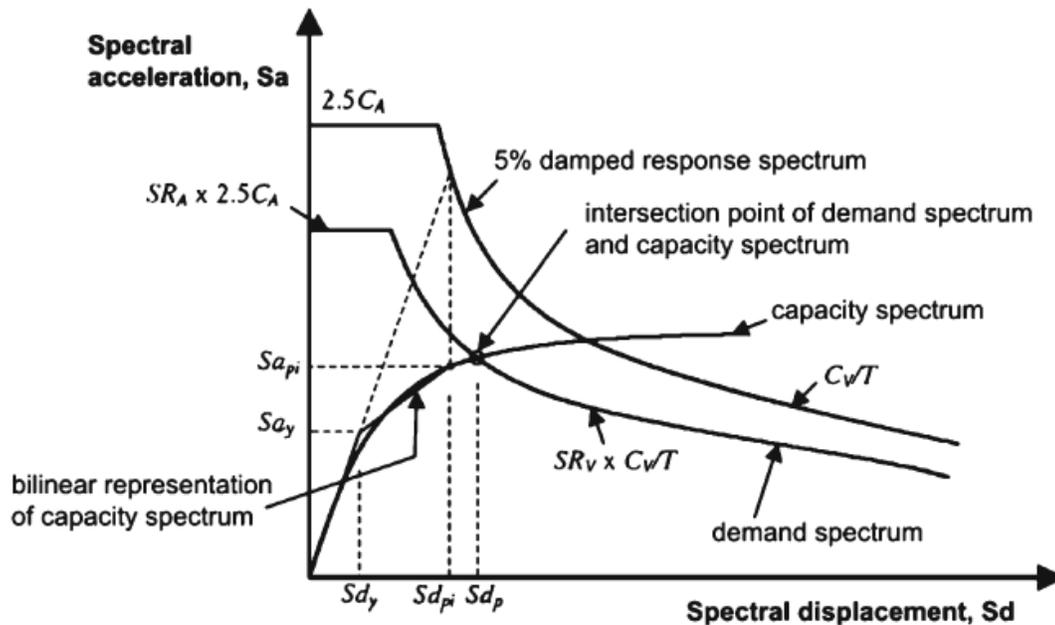


Figura 23. Espectro de demanda reducido. (Hakim, Alama, & Ashour, 2014)

$$SR_A = \frac{1}{B_s} = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eq})}{2.12} \quad (59)$$

$$SR_V = \frac{1}{B_L} = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eq})}{1.65} \quad (60)$$

Los valores de los factores de reducción SR_A y SR_V deben ser menores que los expresados en la tabla 6.

Tipo de Comportamiento de la Estructura	SR_A	SR_V
A	0.33	0.50
B	0.44	0.56
C	0.56	0.67

Tabla 6. Valores mínimos de reducción de SR_A y SR_V . Fuente: (Rodrigues, 2015)

La FEMA 440 determina la curva de demanda modificada (MADRS) con base a dos parámetros, el amortiguamiento efectivo y un factor de modificación.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_{5\%}}{B(\beta_{eq})} \quad (61)$$

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln\beta_{eq}} \quad (62)$$

$$(S_a)_{MADRS} = (S_a)_\beta \cdot M \quad (63)$$

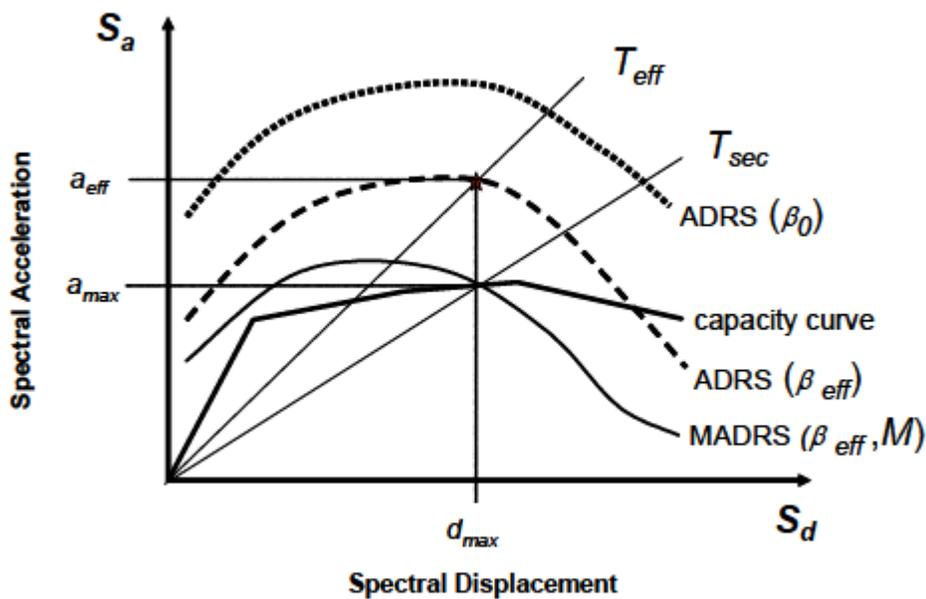


Figura 24. Determinación del punto de desempeño por el método de la FEMA 440.

2.7. Determinación del punto de desempeño

El espectro de capacidad se puede representar mediante una curva bilineal con el fin de obtener el punto de desempeño. El área de interacción entre el espectro y la curva bilineal debe ser aproximadamente iguales y la línea inicial de la curva debe ser la pendiente del rango elástico de la curva de capacidad. De esta grafica se resaltan los puntos de fluencia y de desempeño del sistema estructural (ver figura 24).

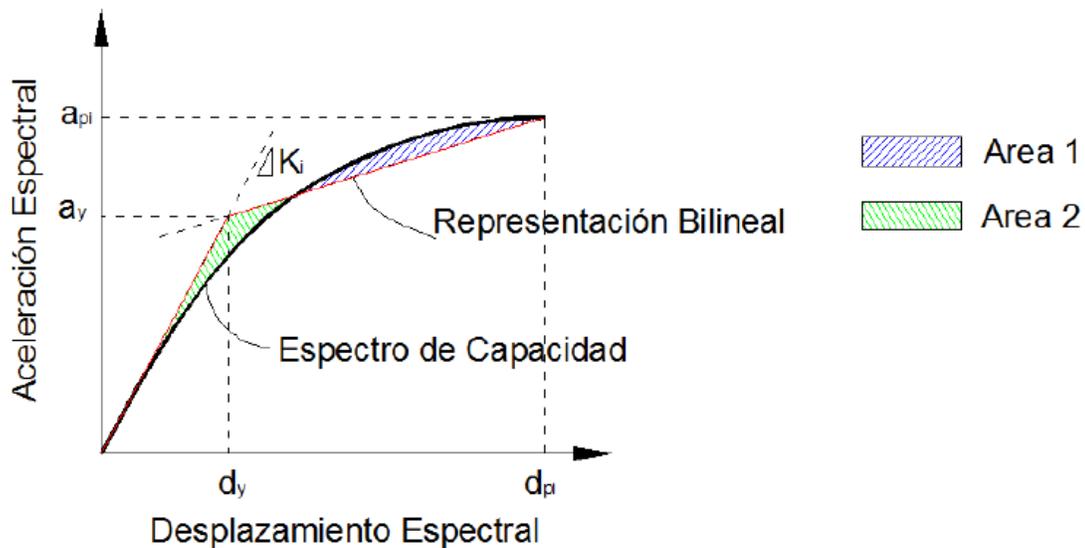


Figura 25. Puntos de fluencia y de desempeño del sistema estructural. Fuente: (Rodrigues, 2015).

Hay varios métodos propuestos por diversos autores, sin embargo, el expuesto aquí consiste en un método gráfico e iterativo. A continuación, se presentan los pasos del método:

1. Determinar el espectro de demanda y el espectro de capacidad y trazar en un mismo gráfico.
2. Se debe estimar el punto de desempeño (a_{pi}, d_{pi}) en cualquier punto sobre el espectro capacidad. Una buena aproximación es emplear el punto que se encuentra debajo de la intersección de la pendiente del espectro de capacidad con demanda, como se observa en la figura 24.
3. Realizar la representación bilineal como se muestra en la figura 24 y determinar los valores del punto de fluencia (a_y, d_y) .
4. Calcular el amortiguamiento equivalente y los factores de reducción espectrales y graficar el espectro de demanda reducido.
5. Se debe verificar si la intención del espectro reducido y el de capacidad con demanda tuvieron un desplazamiento menor al 5% con respecto al punto de desempeño seleccionado. En caso contrario se deben repetir los pasos del 2 al 5.

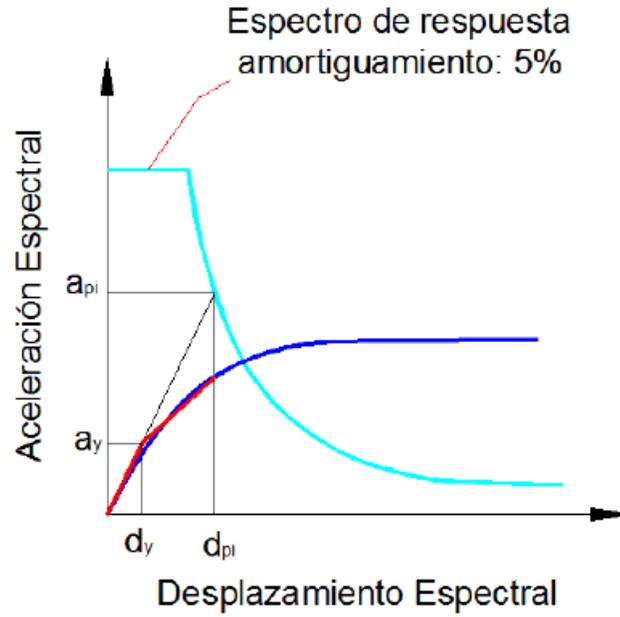


Figura 26. Grafica para estimar el punto de desempeño. Fuente: (Rodrigues, 2015).

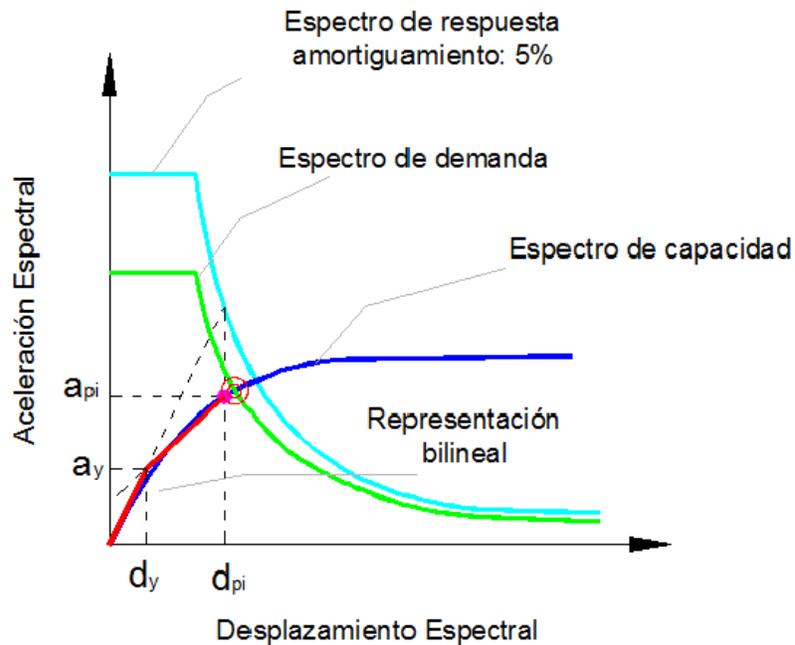


Figura 27. Graficas de espectros y determinación del punto de desempeño. Fuente: (Rodrigues, 2015).

3. Estado del arte

3.1. Introducción al estado del arte

En la historia reciente de Colombia, se han presentado problemas estructurales en grandes obras de ingeniería, bien sea por las malas prácticas constructivas o por negligencia en el diseño sísmo resistente.

Alrededor del mundo entero y en el transcurso de la historia documentada en el campo de la ingeniería y construcciones civiles, se han registrado múltiples y famosos casos de fallos en las estructuras, los cuales en varias ocasiones fueron fatídicos para la sociedad, por la pérdida de vidas humanas y costosos daños materiales.

“La mayoría de los diseños estructurales de edificios realizados en el país han sido hechos por profesionales idóneos y competentes. Por lo tanto, podemos estar tranquilos sobre su estabilidad y esperar de ellos un adecuado comportamiento bajo las cargas propias de su tipo de uso y ante cargas originadas por un evento sísmico.” (Sociedad Colombiana de Ingenieros -SCI Comisión de Estructuras y Construcción, 2014).

3.2. Investigaciones acerca del reforzamiento en estructuras de concreto reforzado con ángulos de acero.

En el artículo *Elastic Flexural Rigidity of Steel-Concrete Composite Columns* dirigido por *Mark D. Denavit* se realiza una comparación de tres propuestas diferentes de columnas compuestas de acero-concreto mediante análisis inelástico y elástico. Esta investigación se centra en el comportamiento de tubos de acero rellenos de concreto (rectangulares y circulares) y columnas de hormigón reforzadas con perfiles de acero. En el documento se realizan recomendaciones de como calcular los valores del módulo de elasticidad y de inercia equivalente de acuerdo a la carga aplicada y los tipos de configuración empleada. (Denavit, 2018)

En otros estudios se han dedicado a realizar análisis detallados en la interacción de la carga axial y momento en columnas de acero rellenas con concreto teniendo en cuenta el desprendimiento que se realiza al ser sometidas a flexión debido a las cargas de sismos, como se observa en el estudio "*Behavior of a concrete filled steel box column with considering detachment under seismic load*", de la Universidad de Shinshu. En este se realiza un análisis computacional donde se demuestra la gran influencia que tiene el efecto del desprendimiento del concreto, representada en la disminución de la rigidez y del pico de carga, la acumulación de esfuerzo en la parte baja de la columna. Según el tipo de concreto, el desprendimiento va afectar en mayor o menor medida a su residencia. (Department of civil engineer of University of Shinshu, 2017)

El empleo de "chaquetas" hechas de mallas de acero para reforzar cilindros de concreto se ha analizado en muchos estudios como el reciente realizado en la Universidad de Sheffield en 2017. En este se construyeron 52 cilindros y se verificó la resistencia con diversos mallados y con varios números de capas. Se presentaron aumentos del 40%, 64% y 122% para densidades de mallas de 1, 1.57 y 4.72 cordones por cm empleando una capa. En el caso de los cilindros con dos capas de refuerzo los incrementos fueron de 67% 115% y 193% respectivamente. Adicionalmente se determinó que la eficiencia del sistema empleado mejor para concretos menor capacidad de soporte. (Universidad de Sheffield, 2017)

La Universidad de Tecnología del Sur de China publicó el año anterior un estudio del reforzamiento de columnas de concreto mediante el uso tubos como chaquetas de acero y rellenas con concreto reciclado (RAC). Se realizaron doce especímenes de RAC, uno de una columna de concreto reforzado común y otra de una tubería rellena de concreto nueva (CFST) con las cuales se realizaron las pruebas. Se obtuvieron buenos resultados en el aumento de la resistencia, rigidez y ductilidad, adicionalmente se propusieron modelos para estimar la resistencia a la compresión axial.

En el artículo "*Behavior Of Reinforced Concret Columns Strengthened By Steel Jacket*" los autores investigan el comportamiento de columnas de concreto reforzado y con el empleo de camisas de acero, en la cual se consideraron tres variables, los ángulos de acero, secciones en forma de C y el tamaño y número de las platinas que unen a los ángulos.

Capítulo 3

“El comportamiento y la carga de falla de las columnas reforzadas fueron investigadas experimentalmente en siete especímenes divididos en dos no reforzados y cinco reforzados. Se desarrolló un modelo de elementos finitos para estudiar el comportamiento de estas columnas. El modelo fue verificado y ajustado utilizando los resultados experimentales. La investigación demostró que los diferentes esquemas de fortalecimiento tienen un gran impacto en la capacidad de la columna. Los tamaños de las placas tuvieron un efecto significativo en la carga de falla para especímenes reforzados con ángulos, mientras que el número de placas de listones fue más efectivo para especímenes fortalecidos con canales en C.” (Belal, Mohamed, & Morad, 2014)

Realizaron varios experimentos y estudios teóricos sobre columnas cuadradas de hormigón armado revestido con la técnica de chaquetas de acero. Todos los especímenes analizados se ensayaron bajo carga axial concéntrica. Los autores determinaron que remodelando columnas cuadradas de hormigón armado con chaquetas de acero podrían aumentar la resistencia a la compresión a más del doble de la resistencia de la columna original sin en chaquetamiento. Así mismo, los confinamientos de las columnas de hormigón armado con Las chaquetas de acero mejoraron la ductilidad de la columna.

Todas las columnas utilizadas para el experimento eran de 200x200 mm con 1200 mm de altura, los especímenes fueron divididos en dos grupos, el primer grupo incluía 2 columnas de control, y el segundo grupo constaba de 5 columnas con diferentes configuraciones en el revestimiento de la chaqueta de acero, todo el refuerzo vertical (canales C, ángulos y platinas) fueron elegidos de manera que estas tuvieran la misma sección de refuerzo transversal, de esta manera fueron sometidos a las pruebas de compresión para posteriormente ser comparados con los resultados de los modelos realizados con el método de los elementos finitos.

El estudio basado en los experimentos y los modelos teóricos, concluyó que el reforzamiento de las columnas de concreto reforzado aumentan un mínimo de 20% su capacidad de carga cuando se utiliza el método de camisa de acero, además, el modo de falla de la columna de concreto reforzado de control era frágil mientras que el refuerzo con la camisa de acero cambió a un modo de falla más dúctil, también se determinó que incrementar el número de platinas para las columnas configuradas con cuatro ángulos en cada esquina no ayudo a aumentar su capacidad de carga, pero si incremento para las series de perfiles C colocados lateralmente, además el confinamiento en la columna aumento debido al reforzamiento por el método de camisa de acero.

Por otra parte, en un estudio llamado “*A Practical Approach For The Streng Evaluation Of Rc Columns*” en el cual se plantea un “análisis y enfoque simplificado capaz de calcular los dominios de resistencia para columnas con camisa de concreto reforzado sometidas a fuerza axial y momento de flexión uniaxial. El modelo tiene en cuenta los efectos del confinamiento con los parámetros adecuados de bloque de tensión, este último adaptado para concreto confinado, y de la acción compuesta de la camisa y el núcleo; el pandeo de las barras longitudinales se considera y discute con una ley de tensión-deformación adecuada para el acero en

Capítulo 3

compresión. Los resultados se comparan con los análisis numéricos realizados con el enfoque del modelo de fibra implementado en un software comercial (SAP2000), que muestra la exactitud del método propuesto. También se hacen comparaciones con los resultados experimentales disponibles en la literatura para validar el modelo.” (Minafo, 2014)

Además, sostiene que las columnas que han sido reforzadas con chaquetas de concreto reforzado son más frecuentes para reforzar columnas ya existentes con unas pobres características estructurales, asegurando así, la eficacia de este método, ya que se aumenta el refuerzo de la sección transversal que a su vez aumenta la capacidad de carga axial y presión de confinamiento inducido por la chaqueta de la columna interior. Este confinamiento permite mejorar la ductilidad y aumentar la resistencia del concreto original, también, ayuda a disminuir el pandeo que se produce en la columna cuando los estribos están muy separados.

Otro artículo que trabaja al respecto se titula “*Resistencia A Fuerza Cortante De Columnas De Concreto Reforzadas Con Camisas De Acero*” en el cual se realizan estudios experimentales a varios edificios después de estos verse afectados por una serie de sismos. El estudio consistía en revestir la columna afectada con una camisa de ángulos de acero y platinas, donde el área de refuerzo de la sección transversal del ángulo de acero era el mínimo exigido. Estos experimentos llevaron a los autores a encontrar un aumento en la ductilidad y resistencia a fuerza cortante de las columnas de concreto fijadas con resina epóxica, además de verificar que al fijar las placas y ángulos a la columna con resina epóxica se evita deslizamientos entre la camisa y el concreto (Gonzales Cuevas, Guerrero Correa, Gomez Gonzales, & Florez Díaz, 2007).

Actualmente se está desarrollando una investigación dirigida por el director del presente trabajo que se titula “*Estudio Del Comportamiento Sísmico De Edificaciones De Pórticos De Concreto Reforzado Con Columnas Y Zona De Plastificación Reforzadas Con Ángulos De Acero.*” En esta, se fabrican probetas en “T” (viga-columnas), unas con encamisado y otras sin encamisar. En el encamisado se agregaron ángulos en las aristas de la columna y placas con separaciones variables cuya área transversal. Las columnas. (Martínez, Robinson, En desarrollo)

El estudio anterior, además de los ensayos experimentales, contempla modelación por elementos finitos con el fin de determinar un esquema de diseño particular para la zona de conexiones que muestre un comportamiento inelástico y cíclico adecuado conforme con las normas pertinentes.

4. Objetivos

4.1. Objetivo general:

Evaluar el comportamiento inelástico de una edificación de pórticos resistentes a momento de concreto armado con reforzamiento de unión viga-columna con ángulos de acero y platinas espaciadas, ante cargas sísmicas monotónicas, utilizando el método de plastificación progresiva “Pushover”.

4.2. Objetivos específicos:

- Verificar el estado actual de la edificación y sus dimensiones
- Validar preliminarmente la viabilidad de la alternativa de reforzamiento propuesta a través de un análisis modal espectral y chequeo del diseño a la luz de las NSR-10.
- Determinar una configuración general de reforzamiento viable para cumplir los requisitos de resistencia y de deformación de las NSR-10.
- Estudiar la degradación de la capacidad ante cargas sísmicas monotónicas en los dos sentidos principales de la edificación, por medio de un análisis de plastificación progresiva “Pushover”.

5. Metodología

5.1. Introducción a la metodología

En los siguientes subtítulos se definen las características más importantes de cada una de las etapas del proceso metodológico del presente trabajo de grado, culminando en el último subtítulo con la propuesta de reforzamiento de la estructura existente.

5.2 Nivel de estudio

El nivel de estudio para el presente proyecto, es descriptivo ya que analiza y determina los aspectos más importantes de un edificio de concreto reforzado, además se mostrará la forma en la que se determinaron las características físicas de la estructura, como lo son: dimensiones, resistencia del concreto y acero de refuerzo.

Posteriormente se planteará la solución a la problemática con el reforzamiento a los elementos afectados de la estructura

5.3 Tipo de investigación

Este proyecto busca además de generar un conocimiento universal, ser un proyecto de aplicación a un caso concreto que está sucediendo en nuestra ciudad, en la cual se vienen realizando construcciones estructurales complejas con un escaso o nulo criterio ético e ingenieril.

5.3.1. Cobertura del estudio

En la presente tesis se presentó información pertinente respecto al tema *comportamiento inelástico de edificaciones reforzadas con una chaqueta de acero para mejorar su capacidad de soporte* con el objetivo y finalidad de aportar un conocimiento mejor acerca del tema.

Como se planteó en los objetivos del presente documento, se realizó el análisis estructural del edificio sin reforzamiento y con el respectivo reforzamiento, limitando los refuerzos del mismo a las columnas y zona de conexión partiendo de que son los elementos estructurales que más carga deben soportar, pero sin dejar de lado la importancia que tienen los otros elementos estructurales como vigas y losas.

5.3.2 Recolección de datos

Los datos pertinentes a la estructura tales como planos estructurales, arquitectónicos, estudios de suelos entre otros, fueron suministrados por terceros como lo es la empresa encargada de realizar en primera instancia una evaluación estructural al edificio en estudio, también en una jornada de campo en la estructura se tomarán las dimensiones de los elementos estructurales y se hicieron replanteos con el fin de corroborar que la información suministrada sea correcta.

Además, se recolectó información verbal de los constructores y habitantes del edificio para saber acerca de cualquier otra anomalía que pueda ser considerada de carácter estructural, para eso se dispuso de medios tecnológicos.

5.3.3. Instrumentos de recolección de datos

Para la recolección de datos en campo, los cuales se especificaron en el numeral anterior (véase numeral 8.3) se dispuso de instrumentos debidamente calibrados e idóneos para dichas tareas, dichos instrumentos fueron:

- *Flexómetro*
- *Calibrador Pie de rey digital*
- *Esclerómetro*
- *Cinta métrica 30 metros*



Figura 28. Flexómetro



Figura 29 Calibrador Pie de Rey digital



Figura 30. Esclerómetro



Figura 31. Cinta métrica

5.4. Análisis y modelación de datos

Para el paso del análisis y la modelación de datos en el software estructural sap2000, se introducirán los datos obtenidos previamente en campo y los datos suministrados por el constructor, con el fin de modelar la geometría de cada uno de los elementos estructurales del edificio.



Figura 32. Software de diseño estructural SAP2000

Los datos pertinentes a los elementos estructurales que se evaluaron en el software fueron; Dimensiones de vigas, viguetas y columnas, acero de refuerzo de vigas y columnas, losas de entrepiso, resistencia del concreto estructural.

Capítulo 5

Con estos datos ya ingresados al software se procedió al análisis de resultados, como lo fueron chequeo de derivas (desplazamientos laterales relativos) tanto en la dirección del eje X y eje Y, momentos máximos y cortantes máximos, área de acero de refuerzo, nivel de cargas axiales, reacciones; todo esto con el objeto de poder realizar un buen diagnóstico y análisis de la estructura y sentar las bases para proponer el reforzamiento.

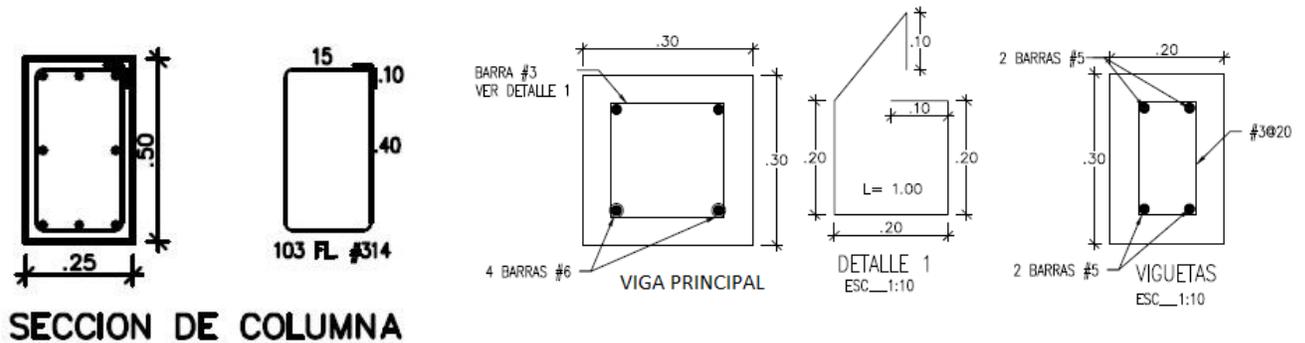


Figura 33. Secciones de vigas, viguetas y columnas de la estructura.

5.5. Propuesta de reforzamiento

Este último subtítulo de la presente metodología, es donde culmina y queremos atraer la mayor atención del lector, puesto que en este se plasma una de las soluciones a una problemática social por la cual está pasando la sociedad colombiana, particularmente en la ciudad de Cartagena.

De esta propuesta de reforzamiento y su viabilidad tanto económica como técnica, depende la seguridad y entrada en legalidad con la norma colombiana sismo resistente NSR-10 del edificio en estudio, pero en este caso solo tendremos en cuenta el factor estructural para la propuesta, puesto que se encuentra fuera del objeto y alcance de nuestro proyecto los temas económicos del mismo, aunque tratándose de mantener la integridad humana de quienes habitan la estructura, este tema económico pasa a un segundo plano.

5.5.1. Reforzamiento estructural

El reforzamiento de la estructura tal y como se planteó en la propuesta inicial y como lo reza el título de la presente tesis de grado, será el del reforzar ciertas columnas del edificio (las que no cumplan con los requisitos mínimos de la norma) con ángulos de acero en cada uno de sus cuatro esquinas, y uniendo estos ángulos entre sí por medio de platinas conectoras, formando así una especie de chaqueta, la cual se espera mejore su capacidad de soporte de cargas a las cuales está sometida la estructura y a las cuales podría ser sometida en caso de un evento sísmico.

6. Resultados

6.1. Introducción a los resultados

En línea con los capítulos anteriores, en el presente trabajo se buscaba evaluar el comportamiento inelástico de una edificación de pórticos resistentes a momento de concreto armado con reforzamiento de columnas con chaqueta de ángulos de acero y platinas, ante cargas sísmicas utilizando el método de plastificación progresiva “Pushover”, pero a la vez, se pretende forjar un punto de partida para asegurar que sea una solución que realmente mejore la respuesta sísmica de los edificios y que sea un punto de referencia para posteriores investigaciones.

Para poder alcanzar lo propuesto en el capítulo anterior, se realizó lo siguiente: se revisó toda la información de entrada, con la que se empezó a trabajar con motivo de obtener los datos necesarios acerca de la estructura, para su posterior análisis, ya sea de material fotográfico, bibliografía, planos estructurales y arquitectónicos, entre otras.

El seguido fue la modelación de la estructura mediante el software SAP2000, que “es un programa de elementos finitos, 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.

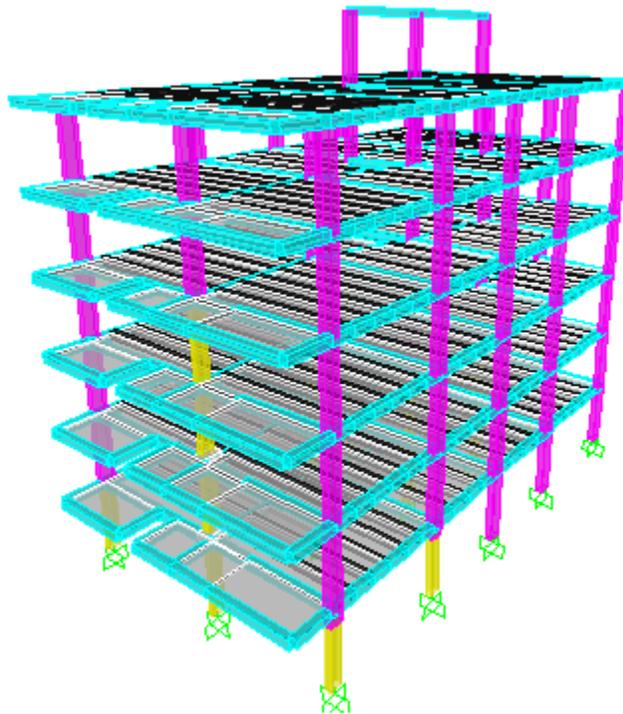


Figura 34. Vista exterior de edificio de estudio

Conocido por la flexibilidad en cuanto al tipo de estructuras que permite analizar, por su poder de cálculo y por la fiabilidad de los resultados, SAP2000 es la herramienta de trabajo diaria para varios ingenieros. La versatilidad en la modelación de estructuras, permite su utilización en el dimensionamiento de puentes, edificios, estadios, presas, estructuras industriales, estructuras marítimas y todo tipo de infraestructura que necesite ser analizada y dimensionada.” (CSI SPAIN, s.f.)

Se obtuvo información básica del estado de cargas y deformación de la estructura ante un eventual suceso sísmico, como son reacciones, momentos, cortantes máximos y derivas máximas.

Se calculó un refuerzo requerido para el estado del que habla el párrafo anterior, a la luz de las NSR-10, y posteriormente, se realizó un análisis de resultados de todos los requerimientos de norma para determinar la necesidad del reforzamiento anteriormente mencionado en este documento.

6.2. Inspección inicial de estructura afectada

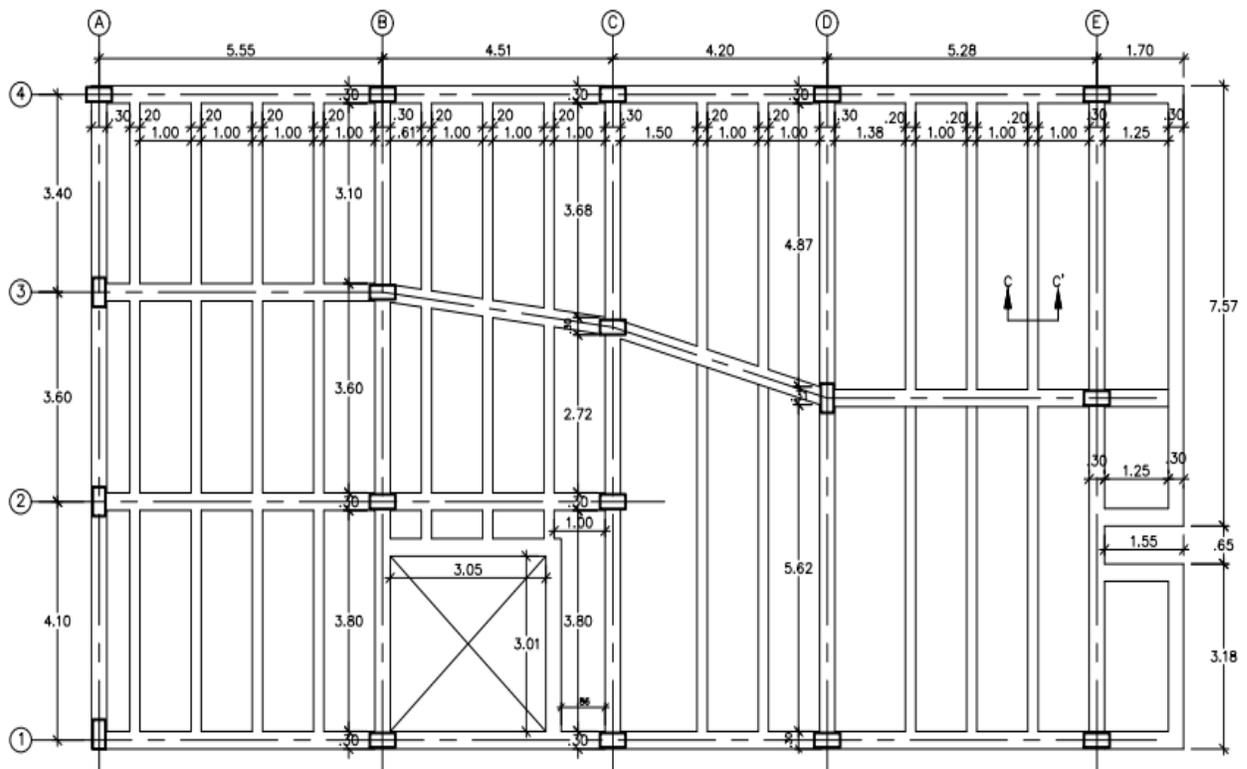


Figura 35. Planta típica según replanteo en campo.

El principal objetivo de este numeral es dar a conocer los problemas por los que se está viendo afectado el edificio en estudio. Problemas como la aparición de grietas en múltiples zonas de los apartamentos, presencia de fisuras circundantes en algunas de las columnas del primer nivel (parqueaderos), entre otros problemas, lo convierten en un potencial peligro tanto para los residentes del mismo, como para las personas que habitan las viviendas aledañas.

El edificio en estudio está construido en su totalidad en concreto reforzado, y su sistema estructural ante la norma colombiana NSR-10 numeral A.3.2, está establecido como un “pórtico espacial resistente a momentos, esencialmente completos, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y fuerzas horizontales”. Para poder determinar los elementos de la estructura que se encuentran en estado sub estándar, se precisó realizar una inspección visual de la estructura, con el objetivo de recolectar datos necesarios para su posterior modelación en el software especializado. (NSR10 Título B, 2010)



Figura 36. Levantamiento estructural de campo (distancia entre ejes)

Esta recolección de datos de la estructura consistió en la toma de dimensiones de las columnas y vigas de la mayor parte de la estructura con la ayuda de equipos de precisión moderada. Además, se efectuó un proceso de escarificación de ciertos elementos elegidos (vigas y columnas) cuidadosamente por un ingeniero estructural, con el fin de comprobar el acero de refuerzo tanto principal como secundario, ya que no se contaba con ninguna clase de planos estructurales más que la información verbal suministrada por el constructor.



Figura 37. Escarificación de columnas para exponer su refuerzo

Los datos que se obtuvieron arrojaron que, el edificio cuenta con un total de 7 niveles, de los cuales 6 son residenciales y un nivel de parqueaderos. El dimensionamiento de vigas y columnas de toda la edificación fue:

Elemento	Ancho (mm)	Largo (mm)
Columna típica	250	500
Viga típica	300	300
Vigueta típica	200	300

Tabla 7. Dimensiones de elementos estructurales en edificio de estudio.

El número total de columnas por cada piso es de dieciocho (18) dispuestas en cinco (5) ejes en un sentido y cuatro (4) en el otro sentido; La altura aproximada entre cada losa es de 2,8 metros.

Gran parte de la información inicial fue suministrada por PCEM S.A.S por lo tanto poseen todos los derechos legales sobre la misma, y corroborada por los autores. Luego de la verificación dimensional, escarificaciones y apiques, se procedió a realizar la modelación de la estructura en el software SAP2000 V.20 acatándose a los parámetros de la norma colombiana sismo resistente NSR-10 para tales modelaciones.

6.3. Modelación de la estructura sin reforzar con análisis modal Espectral

Para la modelación de la estructura, se definieron los materiales de acuerdo con las propiedades reales de la edificación. Para tal fin se usaron las herramientas que el software brinda para hacerlo manualmente a cada material.

6.3.1. Definición de concreto 21 MPa en SAP2000

Se consideró un concreto con densidad normal con un valor de 23.536 KN/m³ y un módulo de elasticidad en Mpa establecido por el numeral **C.8.5.1** de la norma NSR-10 de:

$$4700\sqrt{f'_c} .$$

$$4700\sqrt{21}Mpa = 21538 Mpa$$

Para propósitos de manejar un solo tipo de unidades se decidió usar la fórmula del módulo de elasticidad del concreto planteado en el apéndice **C-F** del reglamento colombiano sismo resistente, el cual muestra las equivalencias de las diferentes fórmulas en los distintos sistemas de unidades.

<i>Sistema SI esfuerzos en MPa</i>	<i>Sistema mks esfuerzos en kgf/cm²</i>	<i>Sistema Ingles esfuerzos en libras por pulgada cuadrada (psi)</i>
$E_c = 4700\sqrt{f'_c}$	$E_c = 15100\sqrt{f'_c}$	$E_c = 57,000\sqrt{f'_c}$

Tabla 8. Equivalencias para módulo de elasticidad E_c del concreto. (Fuente NSR-10)

$$E_c = 15100\sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 15100\sqrt{210} = 218820 \text{ kg/cm}^2$$

Para el coeficiente de Poisson, basándose en la norma NSR-10 se puede tomar un valor correspondiente a 0,2 en caso de que no se dispongan de valores experimentales de módulo de Poisson (**CR8.5.1**) y para el peso específico el cual es este caso para un concreto normal es de 23.536 KN/m³ (2.4 Ton/m³).

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: fc=21MPa

Material Type: Concrete

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 2.354E-05

Mass per Unit Volume: 2.354E-09

Units: N, mm, C

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 21538

Poisson, U: 0.2

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1.000E-05

Shear Modulus, G: 8974.1667

Other Properties For Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, fc: 21

Expected Concrete Compressive Strength: 21

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor: [Empty]

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Figura 38. Definición de concreto de 21 MPa. (Fuente: SAP2000)

Para ingresar esta propiedad del material concreto al software se siguen los siguientes pasos

- ✓ Define
- ✓ Materials
- ✓ Add new material

Hecho esto se hace el procedimiento explicado anteriormente para definir las propiedades físicas del material y se introducen al programa.

6.3.2. Definición material acero de refuerzo 420 MPa

Para el caso del acero de refuerzo, también se realiza el mismo procedimiento de definición de material Define>>Material>>Add new material>>Steel y procede a escoger el tipo de acero y grado con el cual se quiera trabajar, en este caso y como lo exige la norma colombiana para un acero de refuerzo de concreto reforzado la fluencia debe ser de 420 MPa y el módulo de elasticidad de 200000 Mpa según lo indica el apartado **C.8.5.2**

Section	Property	Value
General Data	Material Name and Display Color	REBAR (Green)
	Material Type	Rebar
	Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	Weight per Unit Volume	7.697E-05
	Mass per Unit Volume	7.849E-09
Uniaxial Property Data	Modulus Of Elasticity, E	200000
	Poisson, U	0
	Coefficient Of Thermal Expansion, A	1.170E-05
	Shear Modulus, G	99973.99
	Units	N, mm, C
Other Properties For Rebar Materials	Minimum Yield Stress, Fy	420
	Minimum Tensile Stress, Fu	448.1593
	Expected Yield Stress, Fye	379.2117
	Expected Tensile Stress, Fue	492.9752

Figura 39. Definición de material acero de refuerzo en MPa (fuente: SAP2000)

6.3.3. Definición de dimensiones de elementos estructurales

Los elementos estructurales fueron modelados con base en la información suministrada en la tabla 7, que muestra las dimensiones de los elementos estructurales del edificio.

6.3.3.1. Definición de columnas

“Las columnas se deben diseñar para resistir las fuerzas axiales que provienen de las cargas mayoradas de todos los pisos o cubierta, y el momento máximo debido a las cargas mayoradas en un solo vano adyacente al entrepiso o cubierta bajo consideración.” **C.8.10-Columnas** (NSR10 Título B, 2010)

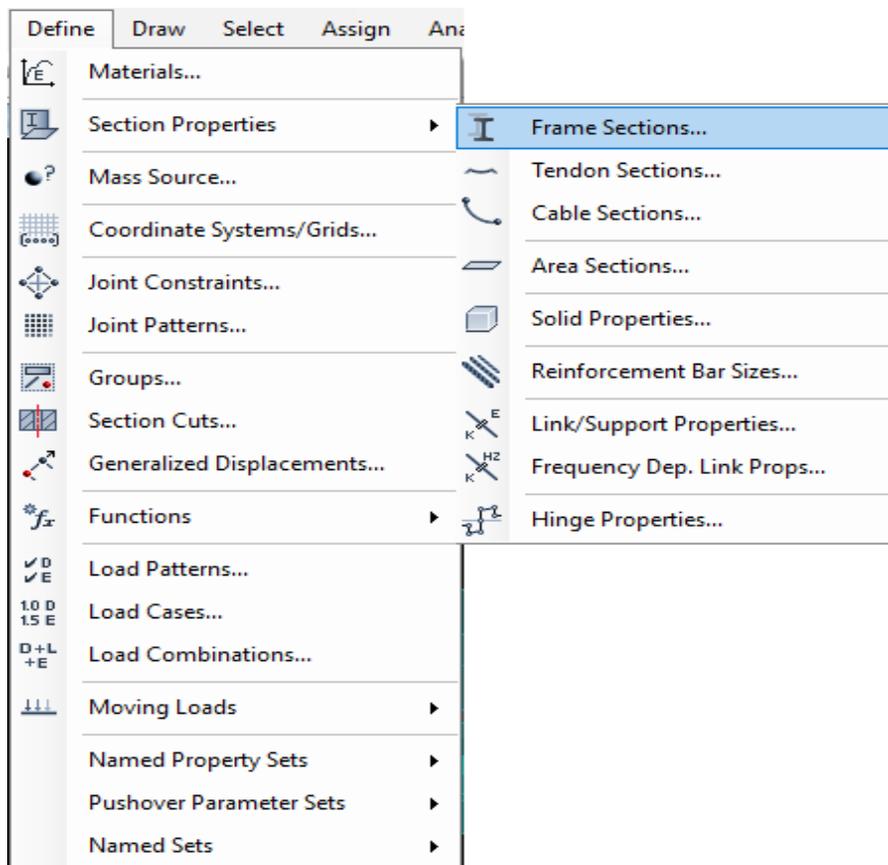


Figura 40. Procedimiento para definir secciones. (Fuente: SAP 2000)

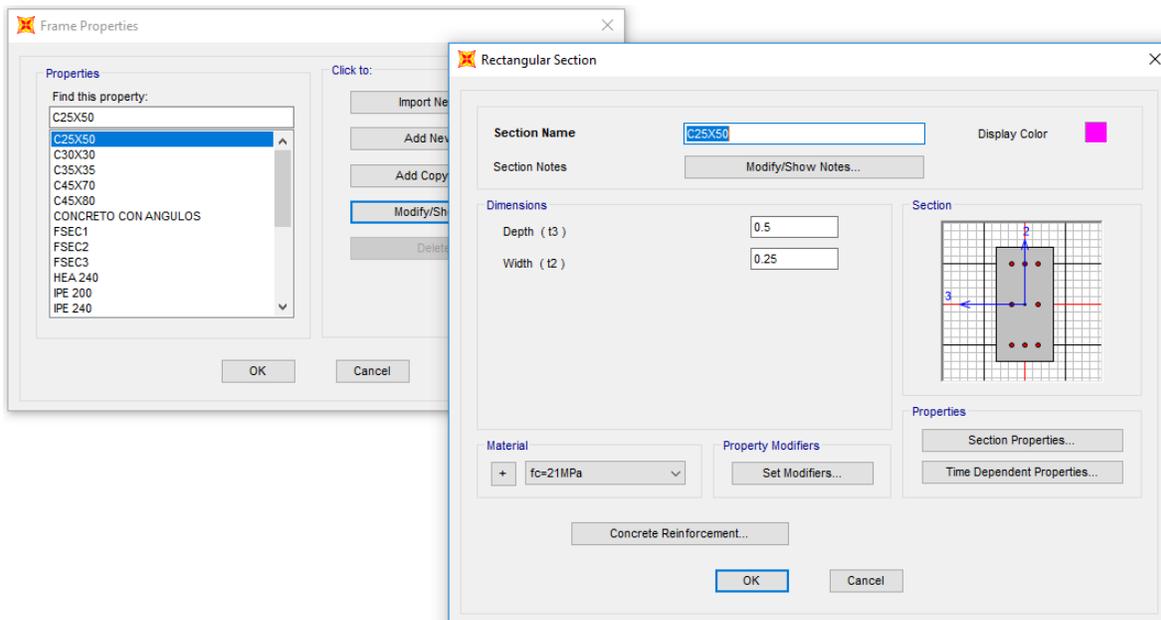


Figura 41. Sección rectangular de columna 250X500 mm (Fuente: SAP2000)

Como se puede observar en la figura anterior, para las columnas se plantea un acero de refuerzo acorde con el que poseen las columnas reales. Ocho (8) barras #6 (3/4”) distribuidas en el perímetro de la sección rectangular asignada.

6.3.3.2. Definición de vigas de resistencia sísmica

Las vigas se definieron de la misma manera que se definieron las columnas, siguiendo el procedimiento del numeral 9.3.3.1 y se le asignó la sección correspondiente a los datos obtenidos en campo. Para las vigas secundarias o viguetas se realizó el mismo procedimiento.

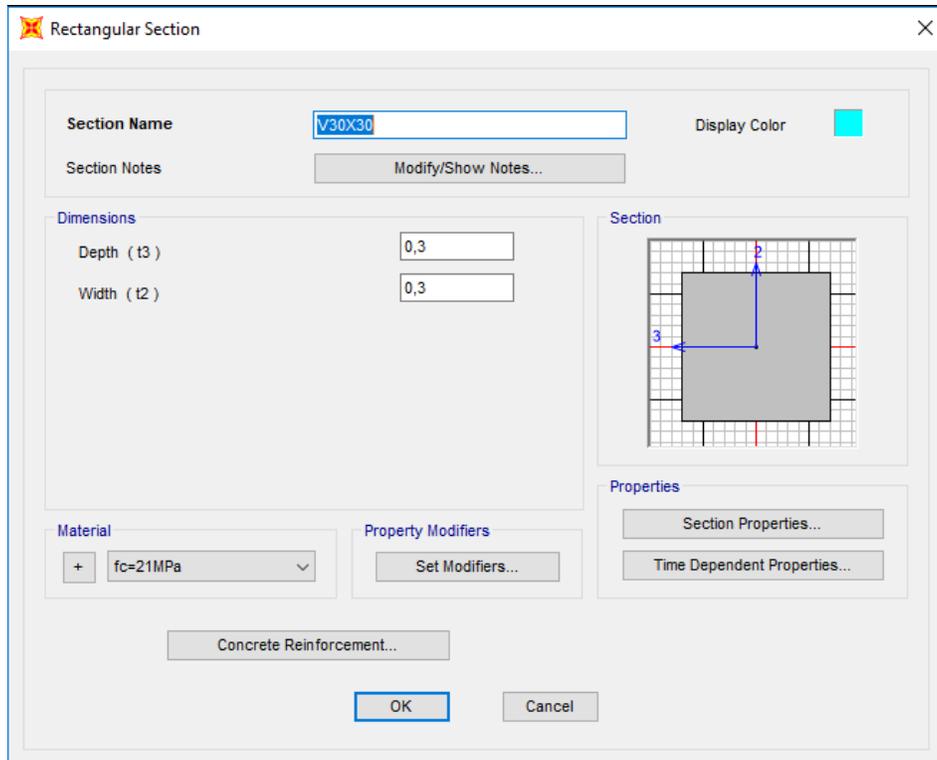


Figura 42. Definición de vigas de 300x300 mm (fuente: SAP2000)

6.3.3.3. Definición de Losa de entrepiso

Para la losa de entrepiso se tomó una losa aligerada de 120 mm de espesor con concreto reforzado de 21 MPa según información del constructor del edificio, ya que no hay otra evidencia que sustente este dato.

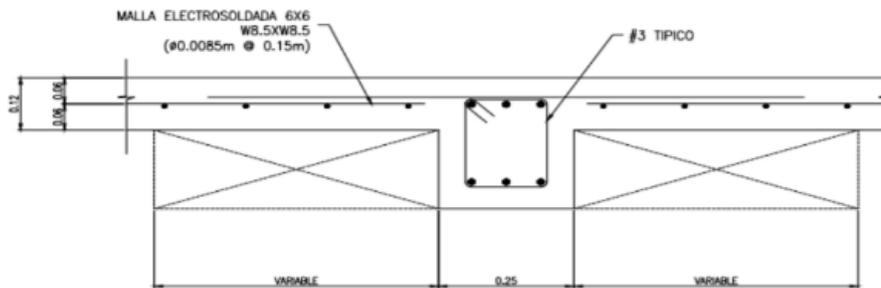


Figura 43. Detalle típico de la losa de la edificación de estudio.

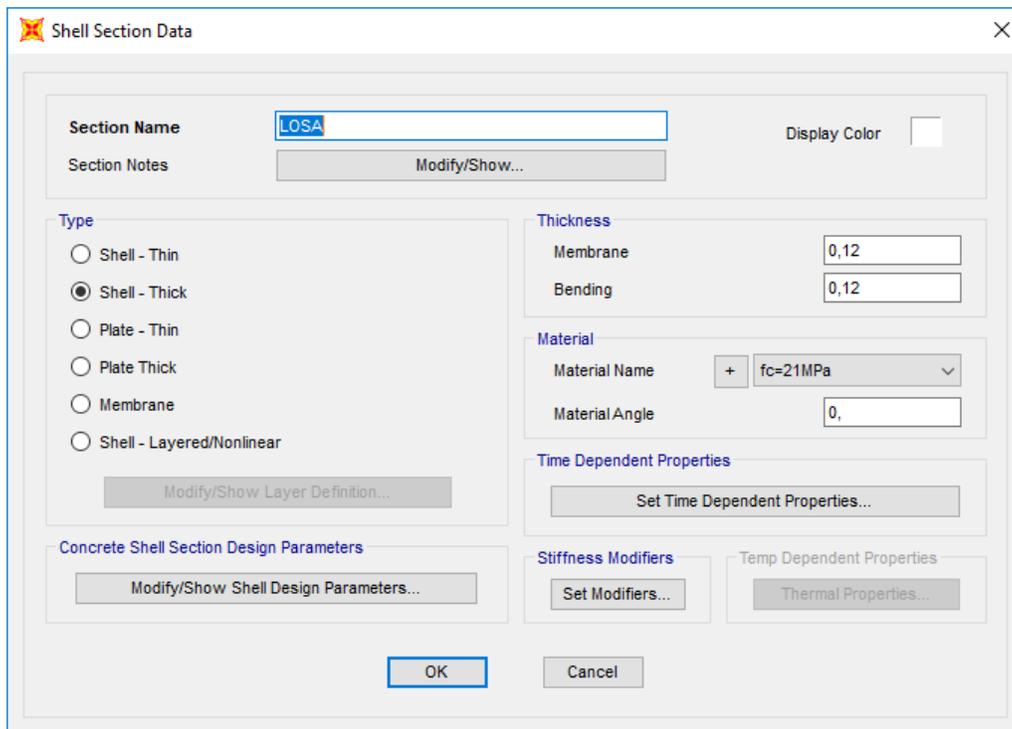


Figura 44. Definición de tipo de losa y espesor (fuente: SAP2000)

6.3.4. Asignación de Cargas según NSR-10

“El diseño de estructuras, sus componentes y cimentaciones debe hacerse de tal forma que sus resistencias de diseño igualen o excedan los efectos producidos por las cargas mayoradas de las siguientes combinaciones.” **B.2.4.2** (NSR10 Título B, 2010).

Capítulo 6

$$1.4(D + F) \quad (B.2.4-1)$$

$$1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e) \quad (B.2.4-2)$$

$$1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e) + (L \text{ ó } 0.8W) \quad (B.2.4-3)$$

$$1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e) \quad (B.2.4-4)$$

$$1.2D + 1.0E + 1.0L \quad (B.2.4-5)$$

$$0.9D + 1.6W + 1.6H \quad (B.2.4-6)$$

$$0.9D + 1.0E + 1.6H \quad (B.2.4-7)$$

Figura 45. Combinaciones de cargas mayoradas (fuente: NSR-10)

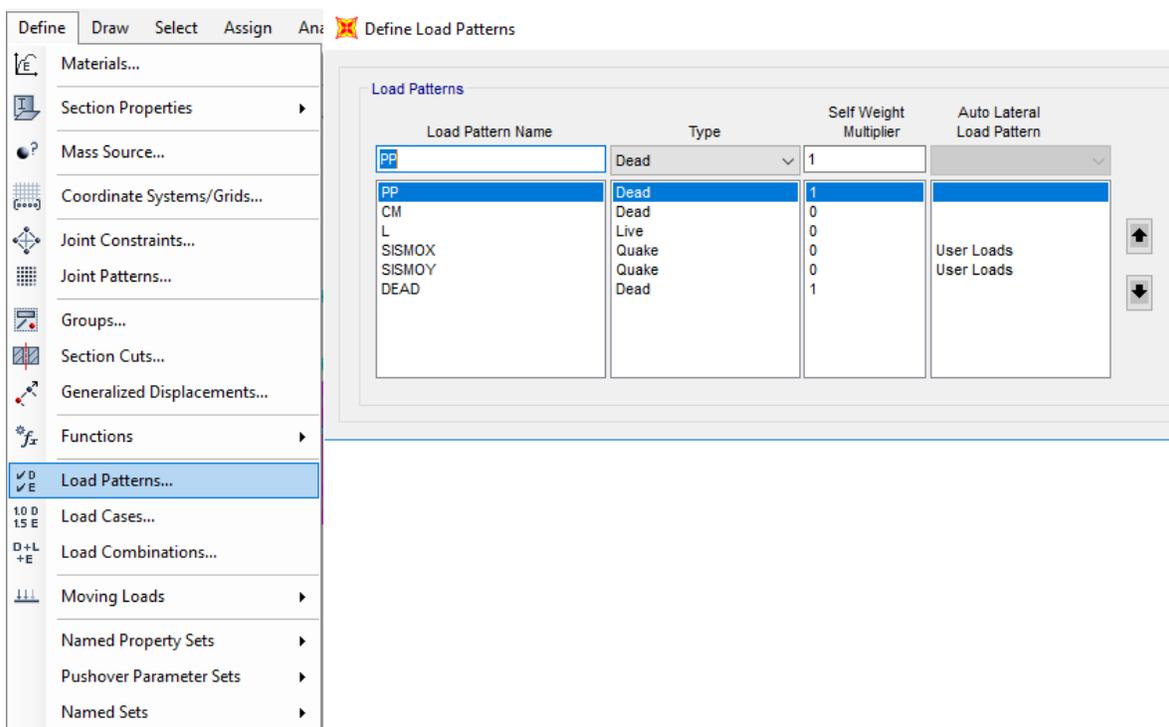


Figura 46. Definición de patrones de carga (fuente: SAP2000)

En el caso de la definición de cargas en SAP2000, se siguió el procedimiento indicado en la figura anterior y se establecieron las cargas según su tipología o patrón (viva, muerta, sismo). Posteriormente, se crearon los casos de carga (Load Cases) y las combinaciones de carga (Load Combinations), adhiriéndose a las

combinaciones establecidas anteriormente en este numeral. Estas funciones del software están ubicadas debajo del botón “Load Patterns” en el apartado “Define”.

- **Carga muerta**

Las cargas muertas son aquellas fuerzas que siempre están actuando en la estructura, y que tienen gran importancia ante eventos sísmicos, estas fuerzas serían, el peso propio de la estructura y los elementos no estructurales que sean fijos en la estructura, como la mampostería, baldosas, cielo Razo, muebles, electrodomésticos fijos etc.

Para simplificar los cálculos de carga muerta nos remitimos a la tabla B.3.4.3.1 de la NSR-10 donde se muestran los valores mínimos requeridos de cargas muertas que se le deben asignar a la estructura.

Valores mínimos alternativos de carga muerta de elementos no estructurales cuando no se efectúe un análisis más detallado

Ocupación		Fachada y particiones (kN/m ²) m ² de área en planta	Afinado de piso y cubierta (kN/m ²) m ² de área en planta	Fachada y particiones (kgf/m ²) m ² de área en planta	Afinado de piso y cubierta (kgf/m ²) m ² de área en planta
Residencial	Fachada y particiones de mampostería.	3.0	1.6	300	160
	Fachada y particiones livianas.	2.0	1.4	200	140

Tabla 9. Valores mínimos de carga muerta en edificios residenciales. (Fuente: NSR-10)

Por lo tanto, los valores que se eligieron para cargas muertas son 3.00 kN/m² y 1.60 kN/m² para un total de 4.60 kN/m².

- **Carga viva**

La carga viva se define como las cargas que no son permanentes en las estructuras, como, por ejemplo, un grupo de personas reunidas en un salón de la misma, ya que estas no estarán para siempre en ese sitio, y los valores para estas cargas se determinan de la tabla B.4.2.1.1 de la NSR-10

Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas

Ocupación o uso		Carga uniforme (kN/m ²) m ² de área en planta	Carga uniforme (kgf/m ²) m ² de área en planta
Residencial	Balcones	5.0	500
	Cuartos privados y sus corredores	1.8	180
	Escaleras	3.0	300

Tabla 10. Valores mínimos de Cargas vivas en edificios residenciales (Fuente: NSR-10)

6.3.4.1 Capacidad de disipación de energía de la estructura

La capacidad de disipación de energía mínima que debe poseer una estructura está relacionada con la zona de amenaza sísmica de la región donde esta esté ubicada. Para nuestro caso en particular, según las NSR-10, la zona de amenaza sísmica de la ciudad de Cartagena se encuentra en el rango de “BAJA” y el sistema estructural es un pórtico resistente a momentos, basados en el capítulo A.3 y con la información previa, se define la capacidad de disipación de energía de la estructura como mínima (DMI) y basándose en la Tabla A.3-3 de la norma se establece un valor para R=2,5

C. SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor R₀ (Nota 2)	Valor Ω₀ (Nota 4)
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales		
3. Pórticos resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)			
a. De concreto (DMI)	el mismo	2.5	3.0

Tabla 11. Valores para R según capacidad de disipación de energía (fuente: NSR-10)

6.3.4.2. Carga sísmica en SAP2000

Para introducir correctamente la carga sísmica en nuestro software es menester seguir los lineamientos que se muestran a continuación teniendo claro los datos y valores anteriormente mostrados en las tablas.

Capítulo 6

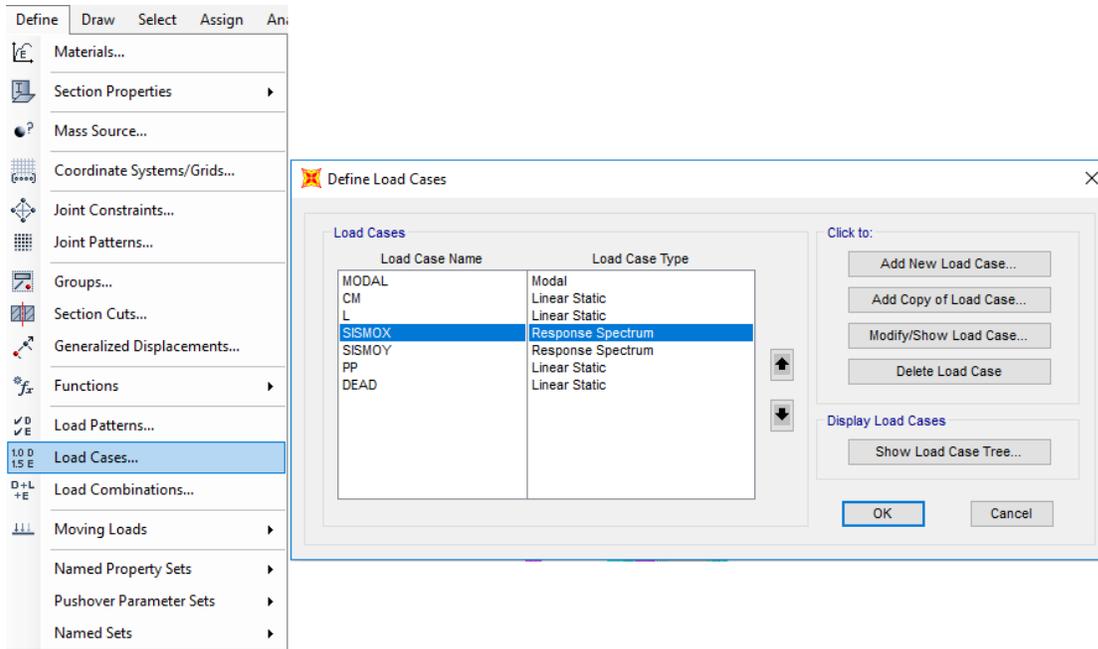


Figura 47. Definición de caso de carga sísmica en SAP2000 (Fuente: SAP2000)

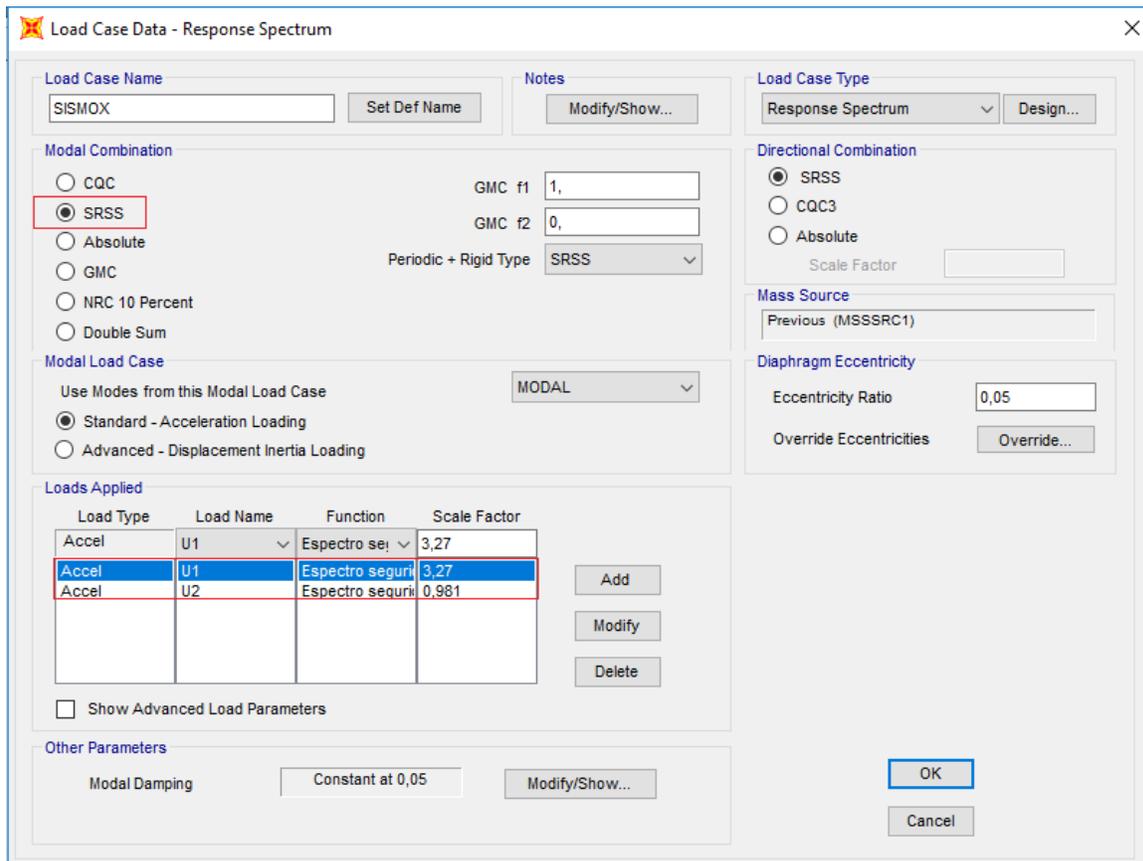


Figura 48. Definición de caso de Carga sísmica en SAP2000 (Fuente: SAP2000)

Capítulo 6

En los recuadros que se encuentran marcados en rojo en la anterior figura, se define el modo de cálculo de las combinaciones modales, en este caso se eligió el método SRSS raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, del inglés (square root of the sum of the squares).

Para el caso del segundo recuadro en rojo, que es el recuadro de las cargas sísmicas, las cuales son de tipo aceleraciones, es ahí cuando, se va a utilizar el factor de reducción de cargas sísmicas R o también llamado coeficiente de disipación de energía sísmica; este estará dividiendo a la aceleración de la gravedad para el caso de U_1 que representa la aceleración en el eje X , y su resultado será multiplicado por el 30% para determinar la influencia del factor de aceleración del eje X sobre el eje Y , este será llamado U_2 , el mismo procedimiento se realiza para la fuerza de aceleración sísmica en el eje Y cuando este reciba la carga sísmica en su dirección.

6.3.4.3 Asignación de espectro de respuesta sísmico

El espectro de respuesta sísmico o “Response spectrum” en SAP2000 es el ítem que nos determinara cómo será el comportamiento de la estructura ante un evento de fuerzas sísmicas, este espectro a su vez tiene en cuenta diferentes parámetros, tanto del terreno donde se encuentra la estructura como el grupo de uso que posea la misma, para este caso se tienen los siguientes datos.

- ✓ A_a = Aceleración Horizontal pico Efectiva
- ✓ A_v = Velocidad Horizontal pico efectiva
- ✓ F_a = Coeficiente de Amplificación de aceleración para periodos cortos
- ✓ F_v = Coeficiente de Amplificación de aceleración para periodos intermedios
- ✓ Grupo de uso de la estructura

Ciudad	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica
Arauca	0.15	0.15	Intermedia
Armenia	0.25	0.25	Alta
Barranquilla	0.10	0.10	Baja
Bogotá D. C.	0.15	0.20	Intermedia
Bucaramanga	0.25	0.25	Alta
Cali	0.25	0.25	Alta
Cartagena	0.10	0.10	Baja
Cúcuta	0.35	0.30	Alta

Tabla 12. Valores de A_a y A_v para la ciudad de Cartagena. (Fuente NSR-10)

Valores del coeficiente F_a , para la zona de periodos cortos del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

Tabla 13. Valores de coeficiente F_a según norma NSR-10 (Fuente NSR-10)

Valores del coeficiente F_v , para la zona de periodos intermedios del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_v \leq 0.1$	$A_v = 0.2$	$A_v = 0.3$	$A_v = 0.4$	$A_v \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

Tabla 14. Valores de coeficiente F_v según Norma NSR-10 (Fuente NSR-10)

Valores del coeficiente de importancia, I

Grupo de Uso	Coficiente de Importancia, I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

Tabla 15. Coeficientes de importancia según el grupo de uso de la estructura. (Fuente: NSR-10)

La estructura se encuentra en el grupo de uso número uno (1), ya que es una “estructura de ocupación normal” **A.2.5.1.4** (NSR 10 Título A, 2010)

Por otra parte, el tipo de suelo que será elegido en el cual se encuentra la estructura apoyados en los estudios de suelos respectivos y anexados a la presente tesis, es un suelo tipo D.

Capítulo 6

Teniendo todos estos valores especificados en la norma, se pueden ingresar los inputs necesarios para la creación del espectro de respuesta sísmica en SAP2000.

Period	Acceleration
0,	0,4
0,1	0,4
0,2	0,4
0,3	0,4
0,4	0,4
0,5	0,4
0,6	0,4
0,7	0,4
0,8	0,36
0,9	0,32
1,	0,288
1,2	0,24
1,5	0,192
1,7	0,1694

Figura 49. Datos para crear espectro de respuesta sísmica (Fuente: SAP2000)

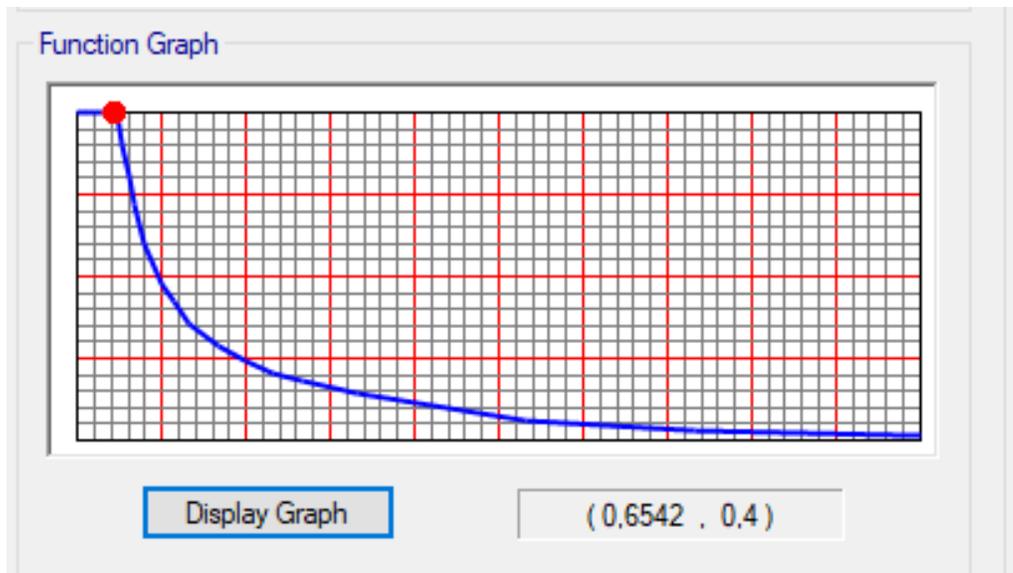


Figura 50. Espectro de respuesta sísmica aceleración VS tiempo (Fuente: SAP2000)

6.4 Modelación de estructura reforzada con análisis Modal Espectral (AME)

La propuesta de reforzamiento estudiada en el presente proyecto de grado consta de ángulos de acero de medidas 101,6mm x 101,6mm x 12,7 mm cuya área individual es de 2419 mm² unidos desde su cara interior a las cuatro (4) esquinas. Estos serán fijados mediante platinas de 25,4mm x 250mm x 3,175mm para los lados más angostos de las columnas y de 25,4mm x 500 mm x 3,175cm en los otros dos lados, espaciadas cada 150 mm, y anclados con pernos expansivos y material epóxico para brindar confinamiento y disminuir el pandeo de los ángulos. Este refuerzo será colocado en las columnas que se hayan dictaminado como críticas según la evaluación realizada por los suscritos en el punto 6.3 de este proyecto.



Figura 51. Angulo de acero (Fuente: alexlmx)

Estos ángulos formarán una especie de 'chaqueta' los cuales, a su vez, estarán unidos entre sí mediante platinas de acero soldadas sobre la cara superior de los mismos, garantizando formar una estructura arriostrada en conjunto con la sección de concreto, con el propósito de mejorar su capacidad de soporte.

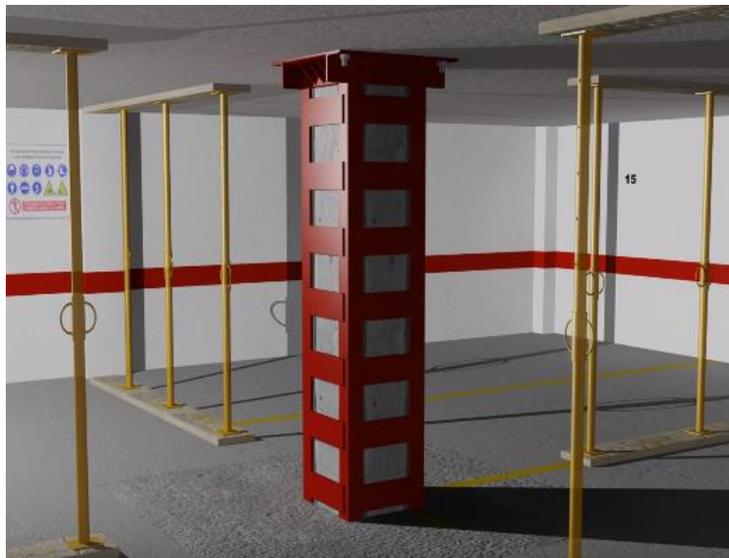


Figura 52. Modelo ilustrativo de reforzamiento con ángulos de acero (fuente: Ficherotecnia)

NOTA IMPORTANTE de la Figura 52: El esquema es sólo ilustrativo. Para edificaciones de más de un piso, para poder lograr un aumento significativo en la respuesta ante cargas laterales de la estructura, es necesario especificar un esquema de reforzamiento que haga trabajar como sección compuesta la zona de conexión (columna inferior, columna superior, viga y zona de panel). El alcance del presente trabajo de grado no contempla determinar dicho esquema, sino evaluar el comportamiento general de la estructura asumiendo que el diseño y construcción del reforzamiento es el adecuado. Estudios alternos se encuentran en desarrollo para determinar esquemas adecuados de reforzamiento, mediante ensayos experimentales y modelaciones numéricas.

6.4.1 Propiedades de la sección reforzada con ángulos de acero

A la hora de modelar la sección en SAP2000 v.20, se debe realizar un proceso diferente al habitual, ya que se debe crear una sección compuesta que el software no tiene por defecto, por tal motivo se recurre a la herramienta “diseño de sección” (Section Designer) y así poder tener la sección con todas las especificaciones necesarias para este caso en específico.

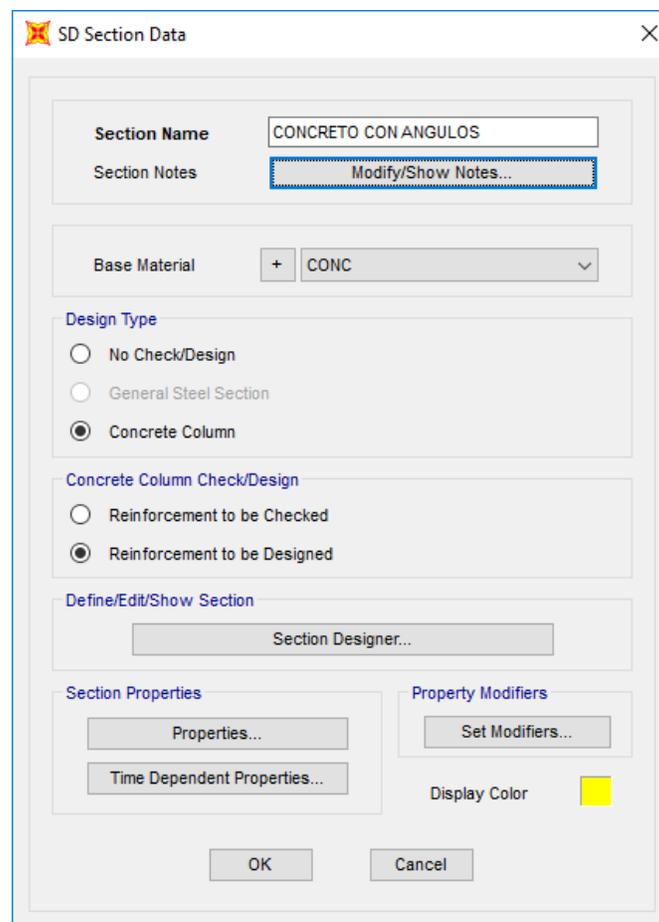


Figura 53. Section Designer Section Data para especificaciones de sección.
(fuente: SAP2000)

Capítulo 6

En la opción “Section Designer” se definen las propiedades del elemento, como lo son su geometría y sus materiales.

Shape Properties - Angle	
Name	LSection4
Material	STEEL
Color	
X Center	0.0869
Y Center	0.2119
Height	0.1016
Width	0.1016
Flange Thick	0.0127
Web Thick	0.0127
Rotation	-180
Flipped	No
C Model	
S Model	
OK	
Cancel	

Figura 55. Propiedades de Angulo de acero en metros. (Fuente: SAP2000)

Shape Properties - Solid	
Name	Rectangle1
Material	fc=21MPa
Color	
X Center	0
Y Center	0
Height	0.5
Width	0.25
Rotation	0
Reinforcing	No
Conc. Model	Mander-Unconfined
C Model	
S Model	
OK	
Cancel	

Figura 54. Propiedades de sección de concreto en metros. (Fuente: SAP2000)

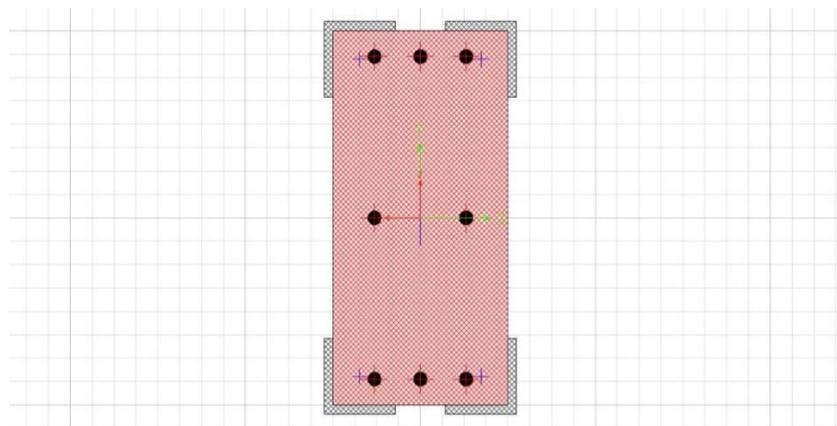
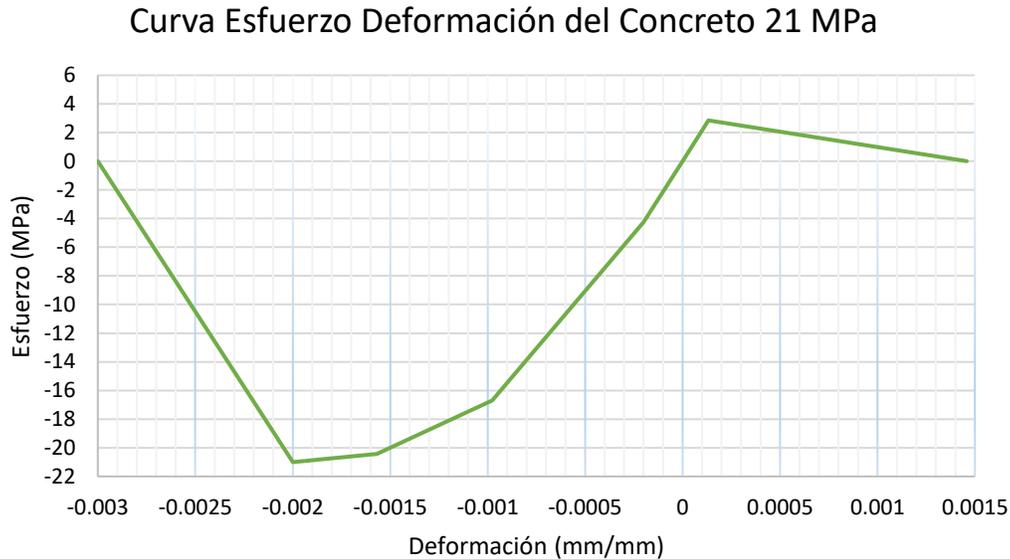


Figura 56. Geometría de sección compuesta. (Fuente: SAP2000)

Dado que las patillas se encuentran distanciadas a lo largo de la columna, estas no son consideradas para la determinación de las propiedades mecánicas la sección transversal. Sólo hacen parte del esquema ilustrativo del diseño del reforzamiento, que no está en el alcance del presente trabajo.

Capítulo 6

A continuación se presentan las curvas de esfuerzo-deformación de los materiales empleados en los modelos y una de los diagramas de curvatura de la sección compuesta.



*Figura 57. Curva de esfuerzo deformación del concreto con el modelo de Mander.
Fuente: Los autores.*

Punto	Deformación (mm/mm)	Esfuerzo (Mpa)
1	-0.003	0
2	-0.002	-21
3	-0.001568	-20.42
4	-0.000976	-16.69
5	-0.0002	-4.26
6	0	0
7	0.000133	2.85
8	0.001458	0

Tabla 16. Datos de curva de esfuerzo deformación según modelo de Mander para concreto de 21 MPa. Fuente: Los autores.

Curva Esfuerzo Deformación del Acero 350 MPa

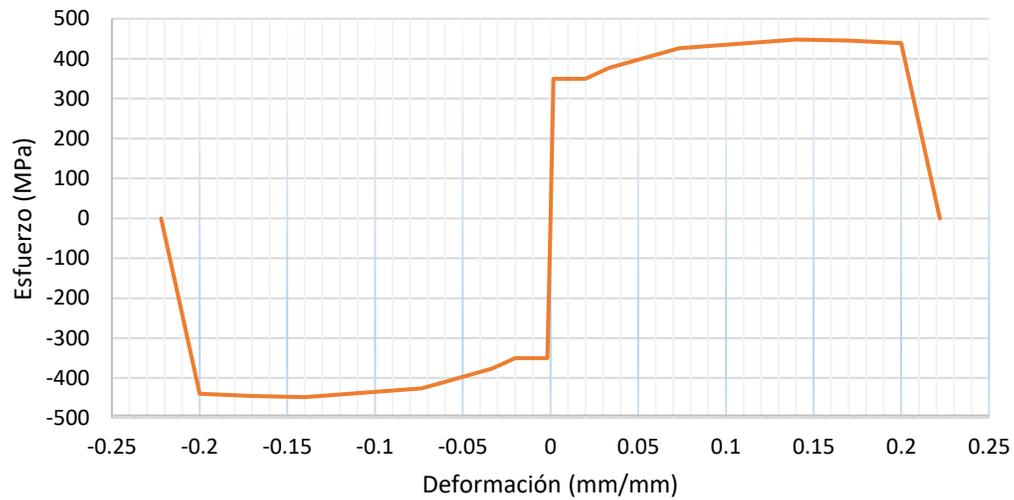


Figura 58. Curva de esfuerzo deformación del acero de los ángulos. Fuente: Los autores

Punto	Deformación (mm/mm)	Esfuerzo (Mpa)
1	-0.221958	0
2	-0.2	-439.16
3	-0.17	-445.4
4	-0.14	-448
5	-0.073333	-425.91
6	-0.033333	-376.49
7	-0.02	-350
8	-0.00175	-350
9	0	0
10	0.00175	350
11	0.02	350
12	0.033333	376.49
13	0.073333	425.91
14	0.14	448
15	0.17	445.4
16	0.2	439.16
17	0.221958	0

Tabla 17. Datos de curva de esfuerzo deformación según para el acero de los ángulos de 350MPa. Fuente: Los autores.



*Figura 59. Curva de esfuerzo deformación del acero de refuerzo longitudinal.
Fuente: Los autores.*

Punto	Deformación (mm/mm)	Esfuerzo (Mpa)
1	-0.108	-260.53
2	-0.09	-620.53
3	-0.051111	-553.69
4	-0.027778	-486.84
5	-0.02	-420
6	-0.0021	-420
7	0	0
8	0.0021	420
9	0.02	420
10	0.027778	486.84
11	0.051111	553.69
12	0.09	620.53
13	0.108	260.53

Tabla 18. Datos de curva de esfuerzo deformación según para el acero de refuerzo longitudinal de 420 MPa. Fuente: Los autores.

Diagrama de Momento Curvatura de Columna Reforzada

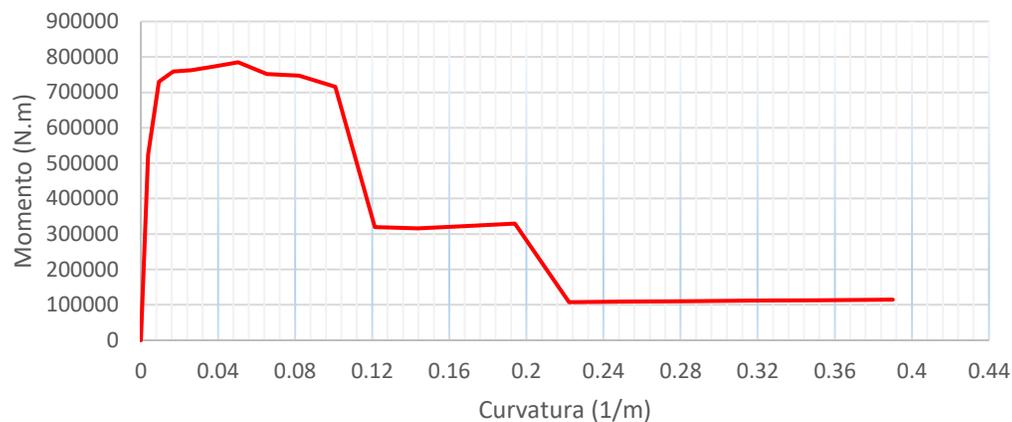


Figura 60. Diagrama de momento curvatura de la columna reforzada con la ángulos de acero, para un ángulo de aplicación de momento de 0° y 0 N de carga axial. Fuente: Los autores.

Punto	Curvatura (m^{-1})	Momento (N·m)
1	0	0
2	0.003733	523927
3	0.009332	730132
4	0.0168	759175
5	0.0261	762217
6	0.0373	772248
7	0.0504	784942
8	0.0653	751338
9	0.0821	747568
10	0.1008	716190
11	0.1213	319416
12	0.1437	315673
13	0.168	322400
14	0.1941	329326
15	0.2221	107816
16	0.252	109179
17	0.2837	110447
18	0.3173	111682
19	0.3528	112971
20	0.3901	114350

Tabla 19. Datos de momento curvatura de la sección de concreto reforzada con una chaqueta metálica, para un ángulo de aplicación de momento de 0° y 0 N de carga axial. Fuente: Los autores.

6.5. Modelación de estructuras reforzada y no reforzada con análisis tipo Pushover

6.5.1 Asignación de propiedades no lineales

Para la realización de este punto se requirió determinar el comportamiento inelástico de cada uno de los materiales que conformaban a la estructura previamente. Para el caso de concreto se consideró un diagrama de esfuerzo deformación según el modelo paramétrico de Mander y para el acero tipo paramétrico simple, en las figuras anteriores se aprecian estos diagramas.

Para poder hacer el estudio en el rango inelástico se requiere que cada elemento se deforme de acuerdo con sus propiedades elasto plásticas y sus cargas aplicadas, adicionalmente el elemento debe cambiar su rigidez hasta llegar al momento de plastificación. Dado lo anterior, se determinaron las curvas de momento – curvatura de los 3 elementos típicos principales en el sistema.

En el caso de las vigas de 30X30 cm y las columnas no reforzadas, de 25X50 cm, se emplearon las tablas de la FEMA 356 para la obtención de los diagramas momento curvatura.

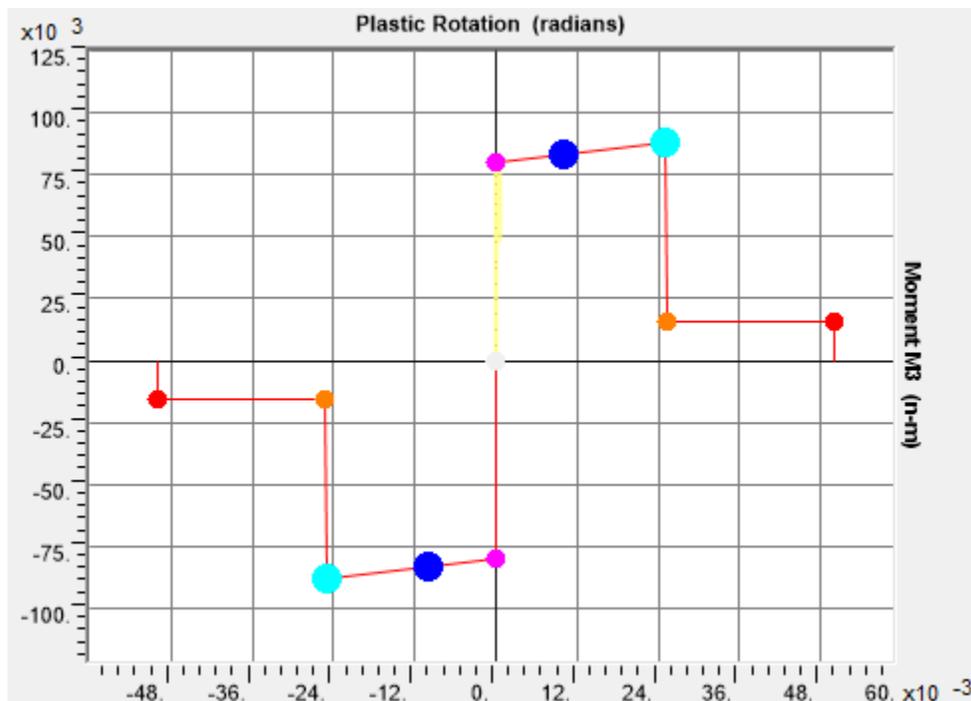


Figura 61. Diagrama Momento rotación de viga 30X30 según la FEMA 356.
Fuente: Sap 2000, los autores.

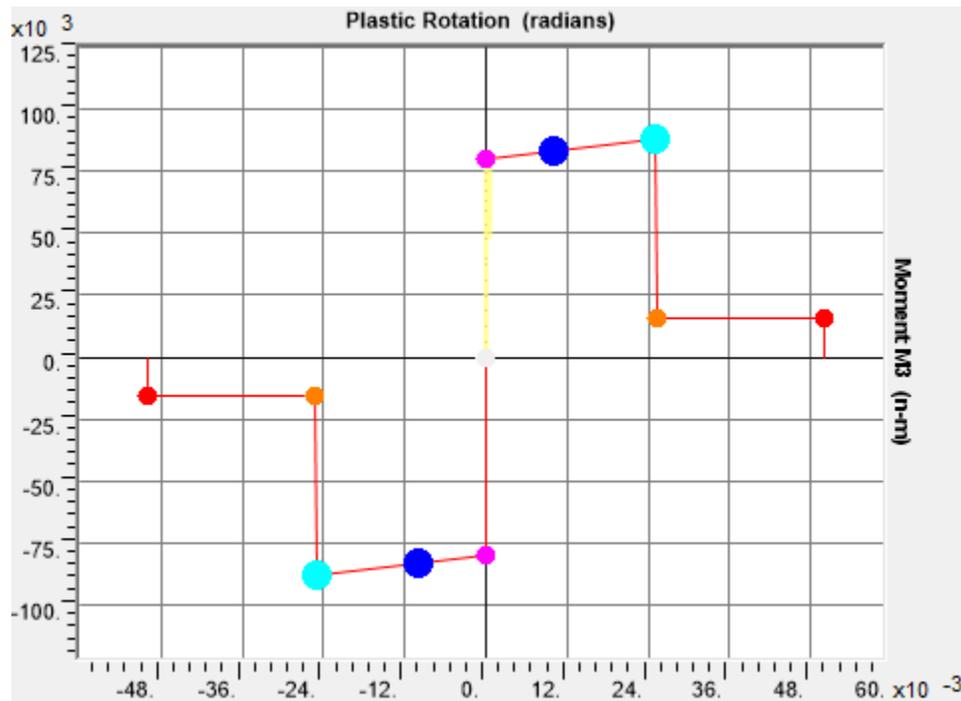


Figura 62. Diagrama Momento rotación de columna 25X50 según la FEMA 356.
Fuente: Los autores.

Estas graficas varían en cada elemento dada presencia de la carga cortante y de la carga axial. Los puntos de colores violeta, azul y amarillo corresponden a los niveles de desempeño ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso respectivamente.

Para el caso de la sección reforzada con ángulos, se determinaron 12 diagramas curvatura idealizado con el fin de obtente los puntos de momento de plastificación y momento último de la sección. Se examinaron 6 diagramas con un ángulo de aplicación del momento a 0 grados y otros 6 a 90 grados. En la tabla siguiente se observan los datos obtenidos de la curva con 0 Newton de carga axial y 0 grados de aplicación de momento.

Propiedades de Columna Reforzada con Ángulos	
ϕ_y	$4.089 \times 10^{-3} m^{-1}$
M_y	$551990 N \cdot m$
ϕ_u	$5.611 \times 10^{-3} m^{-1}$
M_u	$785360 N \cdot m$

Tabla 20. Propiedades de la columna reforzada con ángulos, con 0 Newton de carga axial y 0 grados de aplicación de momento. Fuente: Los autores.

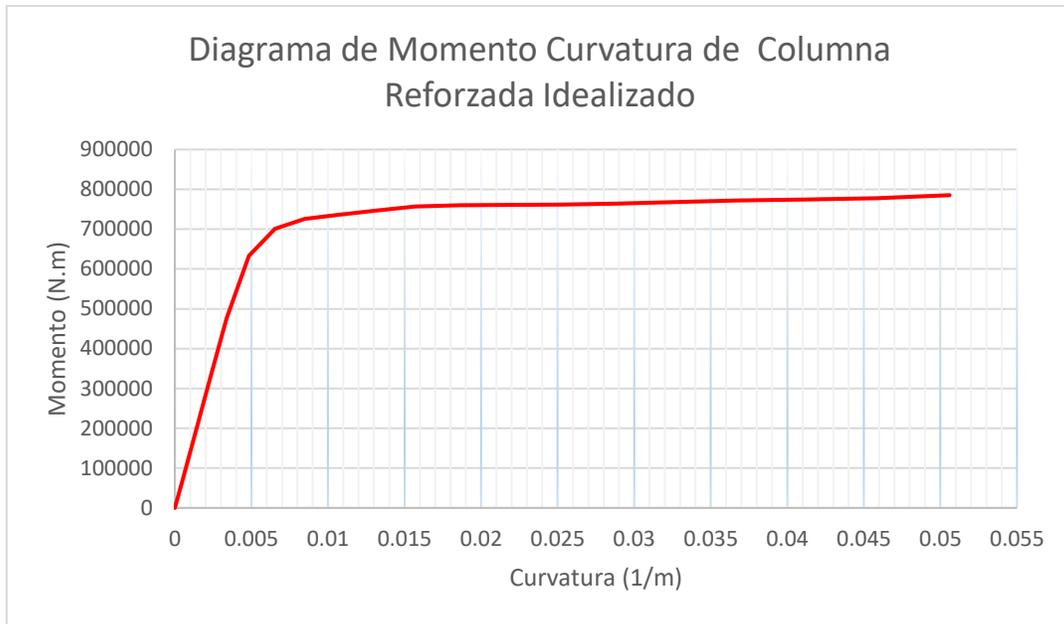


Figura 63. Diagrama Momento rotación idealizado de columna reforzada con ángulos, con 0 Newton de carga axial y 0 grados de aplicación de momento.
Fuente: Los autores

Posteriormente se determinaron las rotulas plásticas de cada diagrama, para ello se requerían determinar los puntos A, B, C, D y E (ver figura 71). El punto D y E se escogió como el mismo, de esta forma no se consideraba que la sección llegaba a su punto máximo de deformación cuando se alzaba el punto de colapso.

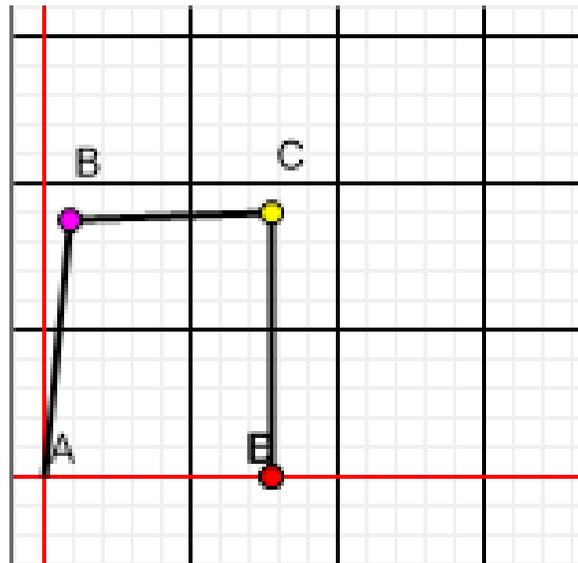


Figura 64. Definición de puntos de rotula plástica para columna reforzada con chaqueta de acero.

Punto	M/My	Curvatura
A	0.000000	0.000000
B	1.000000	0.005611
C	1.036971	0.050600
D	0.000000	0.050600
E	0.000000	0.050600

Tabla 21. Puntos para rótula plástica de columna de concreto reforzada con ángulos para carga axial de 0 Newton y aplicación de momento de 0 grados.
Fuente: Los autores.

A pesar de las múltiples investigaciones sobre la longitud de la rótula plástica, hasta ahora no se ha encontrado una expresión que determine aproximadamente este valor. La norma sismo resistente específica que, para tanto estructuras en concreto como para metálicas la zona de articulación plástica se extiende a lo menos una distancia de “h” (peralte) del elemento (NSR10 Título C, 2010). Las formulas empíricas mencionadas en el marco teórico generan valores muy dispersos, sin embargo, una práctica muy común es determinar que la rótula se presentará a una distancia del 5% de la longitud del elemento en cada extremo. Este último criterio es el empleado en este estudio.

6.5.2 Aplicación de Cargas y Modelado

Para las condiciones Iniciales de deformación y cargas actuantes, antes de la presencia de un sismo, se realizó una aplicación de la carga muerta dadas las características no lineales de los materiales. Esto con el fin de modelar la estructura bajo condiciones más cercanas a un caso real.

La edificación es un pórtico en tres dimensiones por lo que se decide realizar dos análisis. Uno en cada sentido ortogonal principal, en este caso se toman el sentido “x” y “y” del eje de coordenadas.

La figura 72, muestra el estado final de deformación posterior a la aplicación de la carga lateral en el sentido “y”.

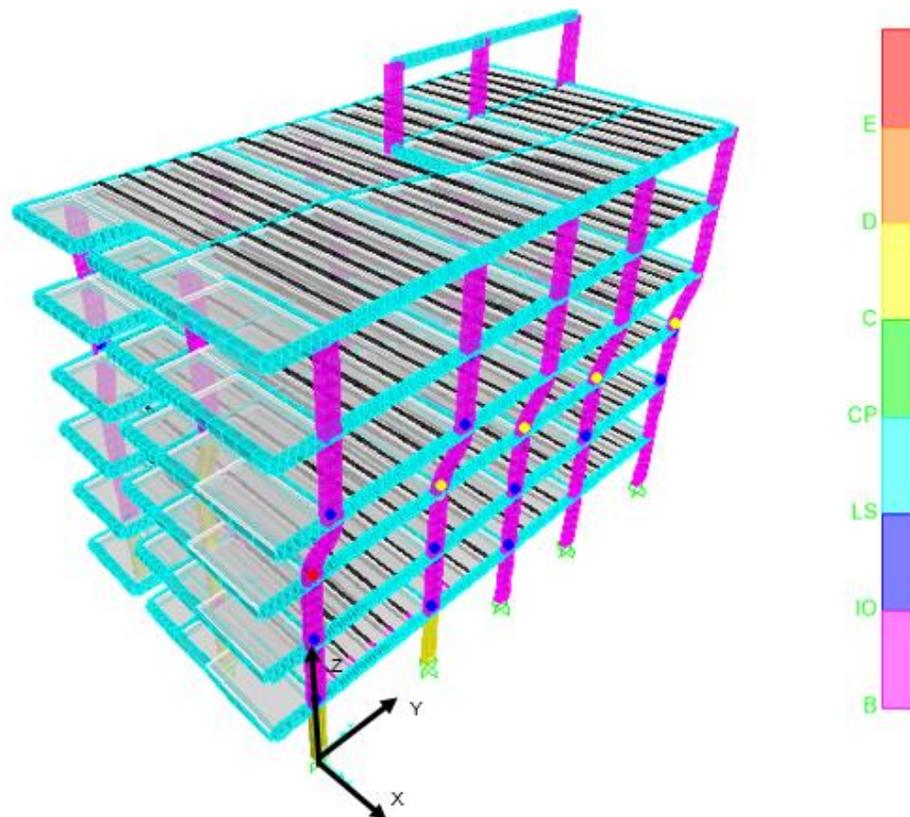


Figura 65. Deformación final del modelo posterior a la aplicación de la carga lateral para el análisis pushover en el sentido y. Fuente: Los autores.

Los nodos presentes de los colores iguales a los de la barra a la derecha de la figura 72 representan las rótulas plásticas de diferentes niveles de desempeño, para el estado final.

Las gráficas de la 73 a la 76 son los espectros de capacidad y demanda de acuerdo con ATC 40 y el FEMA 440 para el primer modo de vibración. Los espectros de demanda reducidos son calculados con las ecuaciones 59 a la 63 del marco teórico.

La tabla 14 contiene los valores del punto de desempeño de cada gráfica del análisis pushover del primer modo de vibración.

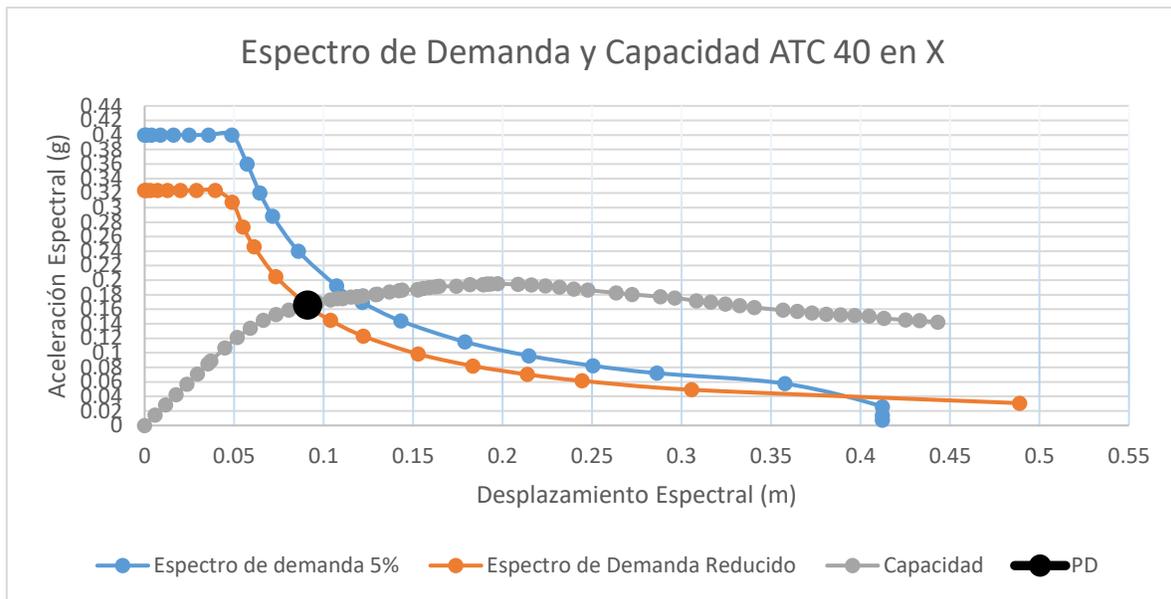


Figura 66. Espectro de demanda con 5% de amortiguación (azul), espectro de demanda con 9% de amortiguación (naranja), espectro de capacidad según la ATC 40 (gris). Aplicación de carga lateral en x. (Fuente: Los autores).

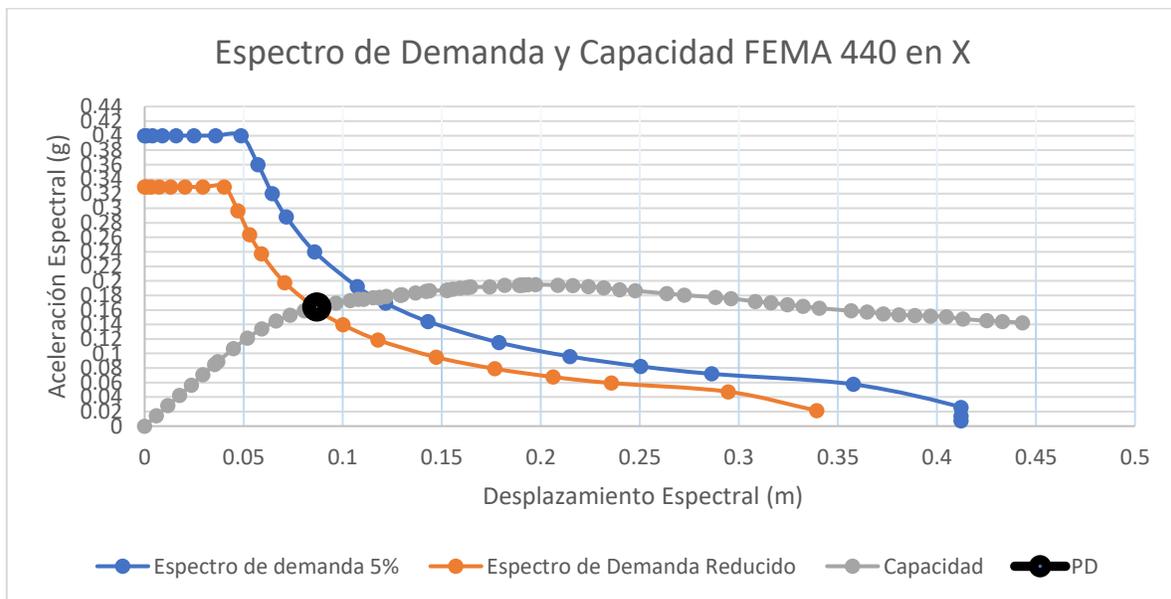


Figura 67. Espectro de demanda con 5% de amortiguación (azul), espectro de demanda con 6.6% de amortiguación y 0.887 de factor de modificación (naranja), espectro de capacidad según la FEMA 440 (gris). Aplicación de carga lateral en x. (Fuente: Los autores).

Propiedad	Pushover x		Pushover y	
	ATC 40	Fema 440	ATC 40	FEMA 440
V_s [KN]	2712.229	2653.369	2701.624	2684.624
D [m]	0.116	0.111	-6.921×10^{-3}	-6.867×10^{-3}
S_a [g]	0.166	0.164	0.167	0.165
S_d [m]	0.091	0.087	0.092	0.088
T_{eq} [seg]	1.485	1.464	1.483	1.462
B_{eq} [%]	9%	6.6%	8.9%	6.7%
M	-	0.886	-	0.897

Tabla 22. Valores del punto de desempeño por la normativa ATC 40 y FEMA 440.
Fuente: Los autores.

7. Análisis de resultados

7.1. Análisis de resultados de modelación (AME) de estructura sin reforzar

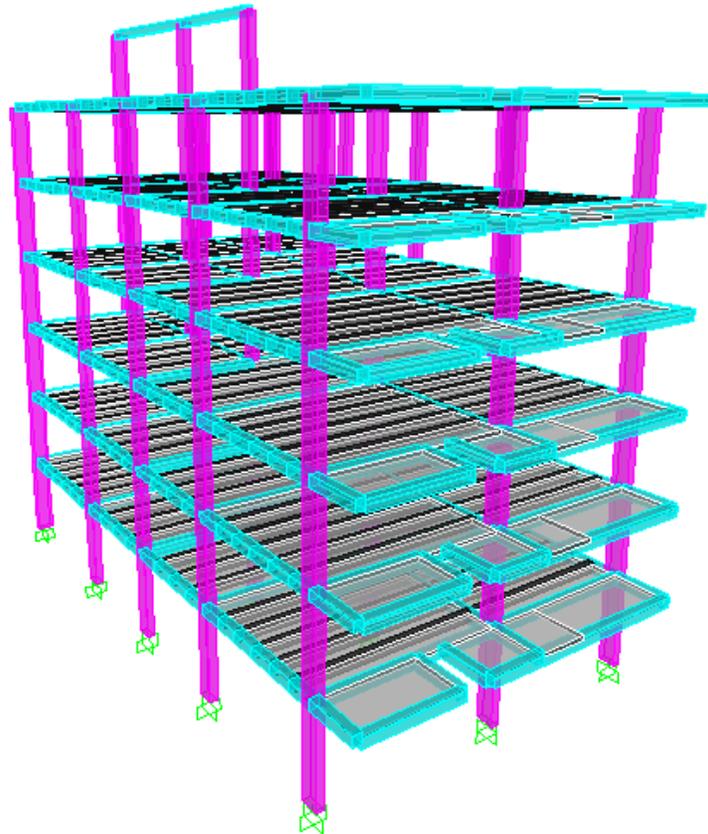


Figura 70. Modelo tridimensional de edificio en estudio. (Fuente: SAP2000)

Capítulo 7

El análisis de los resultados del análisis dinámico espectral en el cual se analizaron los siguientes parámetros indispensables para conocer la situación real de la estructura fueron:

- ✓ Cargas de servicio
- ✓ Derivas
- ✓ Porcentaje de refuerzo mínimo requerido

7.1.1. Análisis de capacidad de soporte de columnas para cargas de servicio (Condiciones normales)

	Joint Text	OutputCase	CaseType Text	F1 KN	F2 KN	F3 KN	M1 KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
▶	1	ZAPATAS	Combination	-2,945	6,028	824,154	-7,8434	-2,6944	0,0064
	11	ZAPATAS	Combination	-1,19	11,586	1709,16	-12,7099	-1,0749	0,0064
	13	ZAPATAS	Combination	5,414	6,72	907,819	-8,2827	5,0178	0,0064
	14	ZAPATAS	Combination	-3,833	-4,623	933,807	1,6411	-3,5345	0,0064
	21	ZAPATAS	Combination	1,892	-5,448	1755,406	4,4286	1,6931	0,0064
	23	ZAPATAS	Combination	2,767	-4,565	1049,642	1,766	2,5548	0,0064
	24	ZAPATAS	Combination	-2,798	1,199	719,419	-3,5433	-2,5967	0,0064
	27	ZAPATAS	Combination	0,54	-2,677	1166,017	-0,0277	0,4833	0,0064
	29	ZAPATAS	Combination	0,251	11,445	858,312	-12,5553	0,2171	0,0064
	31	ZAPATAS	Combination	1,046	-2,082	793,828	-0,4447	0,9503	0,0064
	32	ZAPATAS	Combination	-1,651	6,359	720,633	-8,1384	-1,5548	0,0064
	35	ZAPATAS	Combination	-1,695	10,859	1250,488	-12,0912	-1,5954	0,0064
	37	ZAPATAS	Combination	0,384	12,085	1329,433	-13,1254	0,3225	0,0064
	39	ZAPATAS	Combination	2,259	8,397	838,849	-9,7766	2,0519	0,0064
	40	ZAPATAS	Combination	-1,196	-12,023	433,166	8,2307	-1,1571	0,0064
	43	ZAPATAS	Combination	-1,733	-15,112	724,954	13,3373	-1,7589	0,0064
	45	ZAPATAS	Combination	-0,107	-17,056	754,191	15,1454	-0,3117	0,0064
	47	ZAPATAS	Combination	2,594	-11,09	504,445	9,6575	2,0942	0,0064

Tabla 23. Reacciones en las zapatas para cargas de servicio (Fuente: SAP2000)

Aplicando la ecuación C.10-2 dada en la norma NSR-10 capítulo C.10.3.6 y teniendo en cuenta los valores máximos y mínimos de las cargas axiales de servicio de la estructura arrojados por el software, se determinó si las secciones cumplen o no para su capacidad admisible de resistencia a la compresión.

$$\phi P_{n(\max)} = 0.75\phi \left[0.85f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \right] \quad (\text{C.10-2})$$

Siendo:

$\phi P_{n(\max)}$ = Resistencia axial nominal máxima

ϕ = factor de reducción de resistencia por compresión igual a 0,65 (C.9.3.2.2)

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto (21 MPa)

A_g = Area transversal de sección de concreto. (125000 mm²)

A_{st} = Area de refuerzo de acero (2272 mm²)

f_y = resistencia a La fluencia del acero (420 MPa)

$$\phi P_{n(\max)} = 0,75(0,65)[0,85 * 21(125000 - 2272) + 420 * 2272]$$

$$\phi P_{n(\max)} = 1533155,72 \text{ N} = 1533,16 \text{ kN}$$

Teniendo en cuenta el anterior chequeo manual, a través del cual se obtiene que la capacidad por resistencia axial de las columnas es del orden de 1533.1 kN, y considerando según las cargas actuantes de la tabla 23, la estructura presenta dos columnas en primer piso cuyo estado límite de resistencia axial a la compresión se vería excedido de cumplirse la simultaneidad de la carga muerta y la carga viva en todos los pisos. La resistencia calculada por el software concuerda con la del chequeo manual anterior.

7.1.2. Análisis de desplazamientos horizontales relativos de la estructura (derivas)

Se define como deriva el “desplazamiento horizontal relativo de dos puntos colocados sobre la misma línea vertical, en dos pisos o niveles consecutivos de la edificación” (Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10)

- **Deriva máxima**

La deriva máxima para cualquier piso, determinada como un porcentaje de la altura de entrepiso h_{pi}

Derivas máximas como porcentaje de h_{pi}

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	1.0% ($\Delta_{max}^i \leq 0.010 h_{pi}$)
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	0.5% ($\Delta_{max}^i \leq 0.005 h_{pi}$)

Tabla 24. Derivas máximas como porcentaje de h de piso.

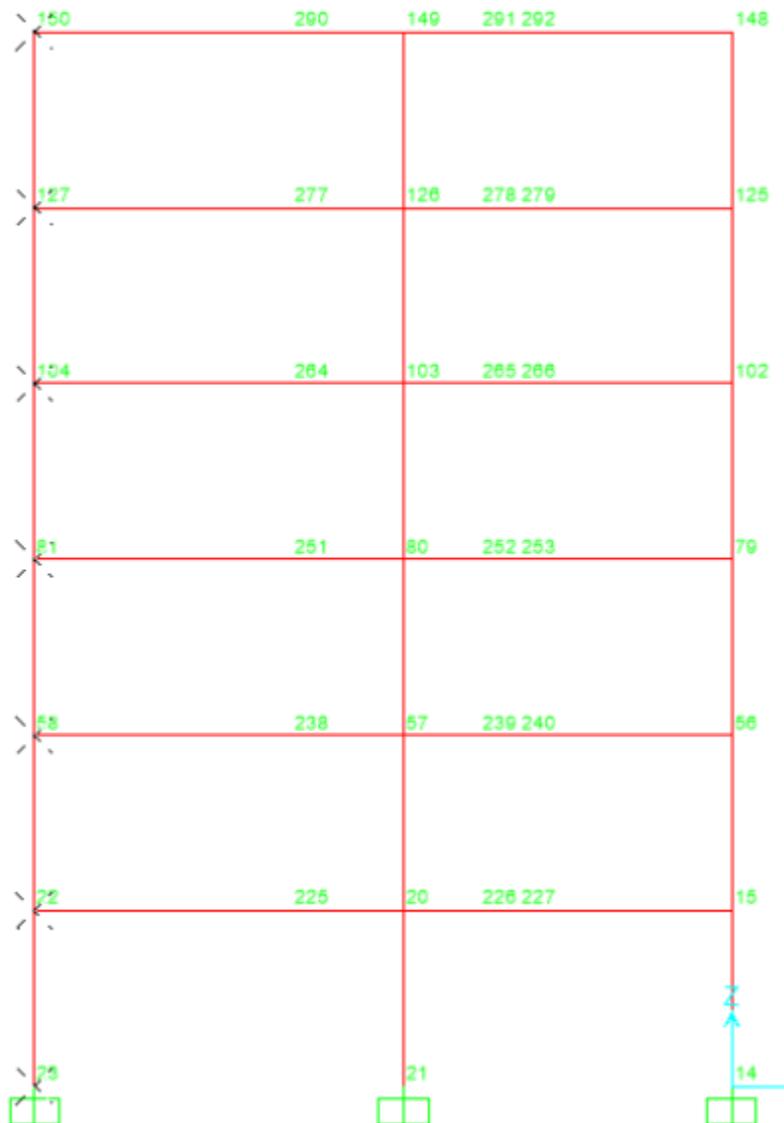


Figura 71. . Nudos para el chequeo de derivas.

Capítulo 7

TABLE: Joint Displacements							
Joint Text	OutputCase Text	StepType Text	U1 m	U2 m	H Entre Piso m	DERIVA X %	DERIVA Y %
23	B.2.4-1	Min	0	0	--	--	--
23	B.2.4-5a	Max	0	0	--	--	--
23	B.2.4-5a	Min	0	0	--	--	--
23	B.2.4-5b	Max	0	0	--	--	--
23	B.2.4-5b	Min	0	0	--	--	--
23	B.2.4-7a	Max	0	0	--	--	--
23	B.2.4-7a	Min	0	0	--	--	--
23	B.2.4-7b	Max	0	0	--	--	--
23	B.2.4-7b	Min	0	0	--	--	--
22	B.2.4-1	Min	2,836E-07	-0,000269	2,8	0,00	0,05
22	B.2.4-5a	Max	0,00608	0,003639	2,8	1,09	0,65
22	B.2.4-5a	Min	-0,006083	-0,004071	2,8	1,09	0,73
22	B.2.4-5b	Max	0,003716	0,003697	2,8	0,66	0,66
22	B.2.4-5b	Min	-0,003719	-0,004129	2,8	0,66	0,74
22	B.2.4-7a	Max	0,006078	0,003759	2,8	1,09	0,67
22	B.2.4-7a	Min	-0,006084	-0,003951	2,8	1,09	0,71
22	B.2.4-7b	Max	0,003714	0,003816	2,8	0,66	0,68
22	B.2.4-7b	Min	-0,00372	-0,004009	2,8	0,66	0,72
58	B.2.4-1	Min	-0,000016	-0,00092	2,8	0,00	0,12
58	B.2.4-5a	Max	0,013487	0,008718	2,8	1,32	0,91
58	B.2.4-5a	Min	-0,013526	-0,01021	2,8	1,33	1,10
58	B.2.4-5b	Max	0,008349	0,009536	2,8	0,83	1,04
58	B.2.4-5b	Min	-0,008387	-0,011028	2,8	0,83	1,23
58	B.2.4-7a	Max	0,013488	0,009123	2,8	1,32	0,96
58	B.2.4-7a	Min	-0,013525	-0,009806	2,8	1,33	1,05
58	B.2.4-7b	Max	0,008349	0,009941	2,8	0,83	1,09
58	B.2.4-7b	Min	-0,008387	-0,010624	2,8	0,83	1,18
81	B.2.4-1	Min	-0,000064	-0,001731	2,8	0,01	0,14
81	B.2.4-5a	Max	0,019887	0,013278	2,8	1,14	0,81
81	B.2.4-5a	Min	-0,020019	-0,016102	2,8	1,16	1,05
81	B.2.4-5b	Max	0,012434	0,014951	2,8	0,73	0,97
81	B.2.4-5b	Min	-0,012566	-0,017774	2,8	0,75	1,20
81	B.2.4-7a	Max	0,0199	0,01403	2,8	1,15	0,88
81	B.2.4-7a	Min	-0,020005	-0,01535	2,8	1,16	0,99
81	B.2.4-7b	Max	0,012447	0,015702	2,8	0,73	1,03
81	B.2.4-7b	Min	-0,012552	-0,017022	2,8	0,74	1,14
104	B.2.4-1	Min	-0,000137	-0,002608	2,8	0,01	0,16
104	B.2.4-5a	Max	0,025031	0,016865	2,8	0,92	0,64
104	B.2.4-5a	Min	-0,025303	-0,021137	2,8	0,94	0,90
104	B.2.4-5b	Max	0,015714	0,019284	2,8	0,59	0,77
104	B.2.4-5b	Min	-0,015986	-0,023556	2,8	0,61	1,03
104	B.2.4-7a	Max	0,025066	0,017988	2,8	0,92	0,71
104	B.2.4-7a	Min	-0,025268	-0,020014	2,8	0,94	0,83
104	B.2.4-7b	Max	0,015749	0,020407	2,8	0,59	0,84
104	B.2.4-7b	Min	-0,015951	-0,022433	2,8	0,61	0,97
127	B.2.4-1	Min	-0,000229	-0,003505	2,8	0,02	0,16
127	B.2.4-5a	Max	0,028732	0,019246	2,8	0,66	0,43
127	B.2.4-5a	Min	-0,029179	-0,02501	2,8	0,69	0,69
127	B.2.4-5b	Max	0,018008	0,022305	2,8	0,41	0,54
127	B.2.4-5b	Min	-0,018455	-0,028069	2,8	0,44	0,81
127	B.2.4-7a	Max	0,028795	0,020745	2,8	0,67	0,49
127	B.2.4-7a	Min	-0,029115	-0,023512	2,8	0,69	0,62
127	B.2.4-7b	Max	0,018071	0,023803	2,8	0,41	0,61
127	B.2.4-7b	Min	-0,018391	-0,02657	2,8	0,44	0,74
150	B.2.4-1	Min	-0,000386	-0,004253	2,8	0,03	0,13
150	B.2.4-5a	Max	0,030718	0,020432	2,8	0,35	0,21
150	B.2.4-5a	Min	-0,031453	-0,027475	2,8	0,41	0,44
150	B.2.4-5b	Max	0,019159	0,024023	2,8	0,21	0,31
150	B.2.4-5b	Min	-0,019894	-0,031066	2,8	0,26	0,54
150	B.2.4-7a	Max	0,030833	0,022227	2,8	0,36	0,26
150	B.2.4-7a	Min	-0,031337	-0,025681	2,8	0,40	0,39
150	B.2.4-7b	Max	0,019274	0,025818	2,8	0,21	0,36
150	B.2.4-7b	Min	-0,019778	-0,029271	2,8	0,25	0,48

Tabla 25. Análisis de derivas máximas para estructura en evaluación (fuente: SAP2000)

Capítulo 7

Como se puede observar en la tabla, varios niveles de la estructura no cumplen con las derivas máximas correspondientes al 1% de la altura total de entrepiso permitidas por la NSR-10

Por lo tanto, para que todos los pisos cumplan con el límite permitido de deriva máxima se debe aumentar la rigidez de la estructura (realizar un reforzamiento, por ejemplo). Véase el numeral 7.2. Del presente trabajo.

7.1.3. Cantidad de refuerzo mínimo requerido

Para comprobar la cantidad de acero de refuerzo necesitado por cada elemento en cada piso y para cada caso y combinaciones de cargas, se crearon las siguientes tablas, las cuales se muestran desde el nivel 1 de la estructura hasta el nivel 5, este último nivel no presenta fallas por algún tipo de combinación de carga, sin embargo, se muestra la tabla para hacer énfasis y mostrar hasta que nivel son las fallas de las columnas.

Cabe resaltar que hay elementos que requieren más área de refuerzo de lo permitido por las normas, ese es uno de los principales motivos para plantear el refuerzo estructural propuesto en esta tesis de grado.

Capítulo 7

CARGAS DE DISEÑO	COLUMNA ANALIZADA	NIVEL	ACERO REQUERIDO (CM2)	ACERO COLOCADO CM2	DIFERENCIA DE AREAS	ESTADO
Cargas de servicio	A-1	1	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B-1	1	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	C-1	1	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	D-1	1	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	A-2	1	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B'2	1	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	C-2	1	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	D-2	1	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	A-3	1	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B'3	1	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	C-3	1	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	D-3	1	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	A-4	1	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B'4	1	53,385	21,04	-32,345	No cumple
	D-4	1	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	A-5	1	12,5	21,04	8,54	Si cumple
B'5	1	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
D-5	1	45,503	21,04	-24,463	No cumple	
Cargas mayoradas	A-1	1	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B-1	1	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	C-1	1	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	D-1	1	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	A-2	1	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B'2	1	32,424	21,04	-11,384	No cumple
	C-2	1	44,07	21,04	-23,03	No cumple
	D-2	1	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	A-3	1	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B'3	1	23,372	21,04	-2,332	No cumple
	C-3	1	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	D-3	1	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	A-4	1	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B'4	1	175,795	21,04	-154,755	No cumple
	D-4	1	15,406	21,04	5,634	Si cumple
	A-5	1	12,5	21,04	8,54	Si cumple
B'5	1	138,282	21,04	-117,242	No cumple	
D-5	1	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
Cargas sismicas reducidas con R=3 y espectro de seguridad limitada	A-1	1	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B-1	1	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	C-1	1	14,324	21,04	6,716	Si cumple
	D-1	1	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	A-2	1	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B'2	1	65,475	21,04	-44,435	No cumple
	C-2	1	88,668	21,04	-67,628	No cumple
	D-2	1	16,735	21,04	4,305	Si cumple
	A-3	1	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B'3	1	54,325	21,04	-33,285	No cumple
	C-3	1	19,628	21,04	1,412	Si cumple
	D-3	1	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	A-4	1	29,389	21,04	-8,349	No cumple
	B'4	1	181,199	21,04	-160,159	No cumple
	D-4	1	47,441	21,04	-26,401	No cumple
	A-5	1	23,939	21,04	-2,899	No cumple
B'5	1	169,31	21,04	-148,27	No cumple	
D-5	1	35,792	21,04	-14,752	No cumple	

Tabla 26. Acero mínimo requerido para todas las combinaciones de carga para nivel 1 (fuente: Autor)

Capítulo 7

CARGAS DE DISEÑO	COLUMNA ANALIZADA	NIVEL	ACERO REQUERIDO (CM2)	ACERO COLOCADO CM2	DIFERENCIA DE AREAS	ESTADO
Cargas de servicio	A-1	2	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B-1	2	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	C-1	2	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	D-1	2	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	A-2	2	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B'2	2	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	C-2	2	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	D-2	2	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	A-3	2	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B'3	2	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	C-3	2	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	D-3	2	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	A-4	2	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B'4	2	22,058	21,04	-1,018	No cumple
	D-4	2	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	A-5	2	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B'5	2	12,5	21,04	8,54	Si cumple
D-5	2	21,179	21,04	-0,139	No cumple	
Cargas mayoradas	A-1	2	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B-1	2	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	C-1	2	18,214	21,04	2,826	Si cumple
	D-1	2	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	A-2	2	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B'2	2	16,842	21,04	4,198	Si cumple
	C-2	2	21,417	21,04	-0,377	No cumple
	D-2	2	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	A-3	2	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B'3	2	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	C-3	2	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	D-3	2	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	A-4	2	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B'4	2	56,158	21,04	-35,118	No cumple
	D-4	2	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	A-5	2	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B'5	2	54,906	21,04	-33,866	No cumple
D-5	2	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
Cargas sismicas reducidas con R=3 y espectro de seguridad limitada	A-1	2	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B-1	2	21,284	21,04	-0,244	No cumple
	C-1	2	18,297	21,04	2,743	Si cumple
	D-1	2	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	A-2	2	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B'2	2	26,921	21,04	-5,881	No cumple
	C-2	2	41,241	21,04	-20,201	No cumple
	D-2	2	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	A-3	2	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B'3	2	21,645	21,04	-0,605	No cumple
	C-3	2	21,932	21,04	-0,892	No cumple
	D-3	2	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	A-4	2	16,95	21,04	4,09	Si cumple
	B'4	2	84,819	21,04	-63,779	No cumple
	D-4	2	37,966	21,04	-16,926	No cumple
	A-5	2	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B'5	2	120,271	21,04	-99,231	No cumple
D-5	2	24,396	21,04	-3,356	No cumple	

Tabla 27. Acero mínimo requerido para todas las combinaciones de carga para nivel 2 (fuente: Autor)

Capítulo 7

CARGAS DE DISEÑO	COLUMNA ANALIZADA	NIVEL	ACERO REQUERIDO (CM2)	ACERO COLOCADO CM2	DIFERENCIA DE AREAS	ESTADO
Cargas de servicio	A-1	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B-1	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	C-1	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	D-1	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	A-2	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B'2	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	C-2	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	D-2	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	A-3	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B'3	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	C-3	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	D-3	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	A-4	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B'4	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	D-4	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	A-5	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
B'5	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
D-5	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
Cargas mayoradas	A-1	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B-1	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	C-1	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	D-1	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	A-2	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B'2	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	C-2	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	D-2	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	A-3	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B'3	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	C-3	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	D-3	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	A-4	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B'4	3	21,571	21,04	-0,531	No cumple
	D-4	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	A-5	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
B'5	3	21,564	21,04	-0,524	No cumple	
D-5	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
Cargas sismicas reducidas con R=3 y espectro de seguridad limitada	A-1	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B-1	3	16,642	21,04	4,398	Si cumple
	C-1	3	21,948	21,04	-0,908	No cumple
	D-1	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	A-2	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B'2	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	C-2	3	12,769	21,04	8,271	Si cumple
	D-2	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	A-3	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B'3	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	C-3	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	D-3	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	A-4	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	B'4	3	41,292	21,04	-20,252	No cumple
	D-4	3	17,997	21,04	3,043	Si cumple
	A-5	3	12,5	21,04	8,54	Si cumple
B'5	3	65,202	21,04	-44,162	No cumple	
D-5	3	14,53	21,04	6,51	Si cumple	

Tabla 28. Acero mínimo requerido para todas las combinaciones de carga para nivel 3 (fuente: Autor)

Capítulo 7

CARGAS DE DISEÑO	COLUMNA ANALIZADA	NIVEL	ACERO REQUERIDO (CM2)	ACERO COLOCADO CM2	DIFERENCIA DE AREAS	ESTADO	
Cargas de servicio	A-1	4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	B-1	4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	C-1	4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	D-1	4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	A-2	4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	B'2	4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	C-2	4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	D-2	4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	A-3	4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	B'3	4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	C-3	4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	D-3	4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	A-4	4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	B'4	4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	D-4	4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	A-5	4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	B'5	4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	D-5	4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	Cargas mayoradas	A-1	4	12,5	21,04	8,54	Si cumple
		B-1	4	12,5	21,04	8,54	Si cumple
C-1		4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
D-1		4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
A-2		4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
B'2		4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
C-2		4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
D-2		4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
A-3		4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
B'3		4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
C-3		4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
D-3		4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
A-4		4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
B'4		4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
D-4		4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
A-5		4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
B'5		4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
D-5		4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
Cargas sísmicas reducidas con R=3 y espectro de seguridad limitada		A-1	4	12,5	21,04	8,54	Si cumple
		B-1	4	15,649	21,04	5,391	Si cumple
	C-1	4	19,999	21,04	1,041	Si cumple	
	D-1	4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	A-2	4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	B'2	4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	C-2	4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	D-2	4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	A-3	4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	B'3	4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	C-3	4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	D-3	4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	A-4	4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	B'4	4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	D-4	4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	A-5	4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	B'5	4	27,651	21,04	-6,611	No cumple	
	D-5	4	12,5	21,04	8,54	Si cumple	

Tabla 29. Acero mínimo requerido para todas las combinaciones de carga para nivel 4 (fuente: Autor)

Capítulo 7

CARGAS DE DISEÑO	COLUMNA ANALIZADA	NIVEL	ACERO REQUERIDO (CM2)	ACERO COLOCADO CM2	DIFERENCIA DE AREAS	ESTADO	
Cargas de servicio	A-1	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	B-1	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	C-1	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	D-1	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	A-2	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	B'2	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	C-2	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	D-2	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	A-3	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	B'3	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	C-3	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	D-3	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	A-4	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	B'4	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	D-4	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	A-5	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	B'5	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	D-5	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	Cargas mayoradas	A-1	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple
		B-1	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple
C-1		5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
D-1		5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
A-2		5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
B'2		5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
C-2		5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
D-2		5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
A-3		5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
B'3		5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
C-3		5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
D-3		5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
A-4		5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
B'4		5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
D-4		5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
A-5		5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
B'5		5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
D-5		5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
Cargas sísmicas reducidas con R=3 y espectro de seguridad limitada		A-1	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple
		B-1	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple
	C-1	5	16,194	21,04	4,846	Si cumple	
	D-1	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	A-2	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	B'2	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	C-2	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	D-2	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	A-3	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	B'3	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	C-3	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	D-3	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	A-4	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	B'4	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	D-4	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	A-5	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	B'5	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	
	D-5	5	12,5	21,04	8,54	Si cumple	

Tabla 30. Acero mínimo requerido para todas las combinaciones de carga para nivel 5 (fuente: Autor)

7.2 Análisis de resultados de modelación de estructura reforzada con ángulos de acero y platinas.

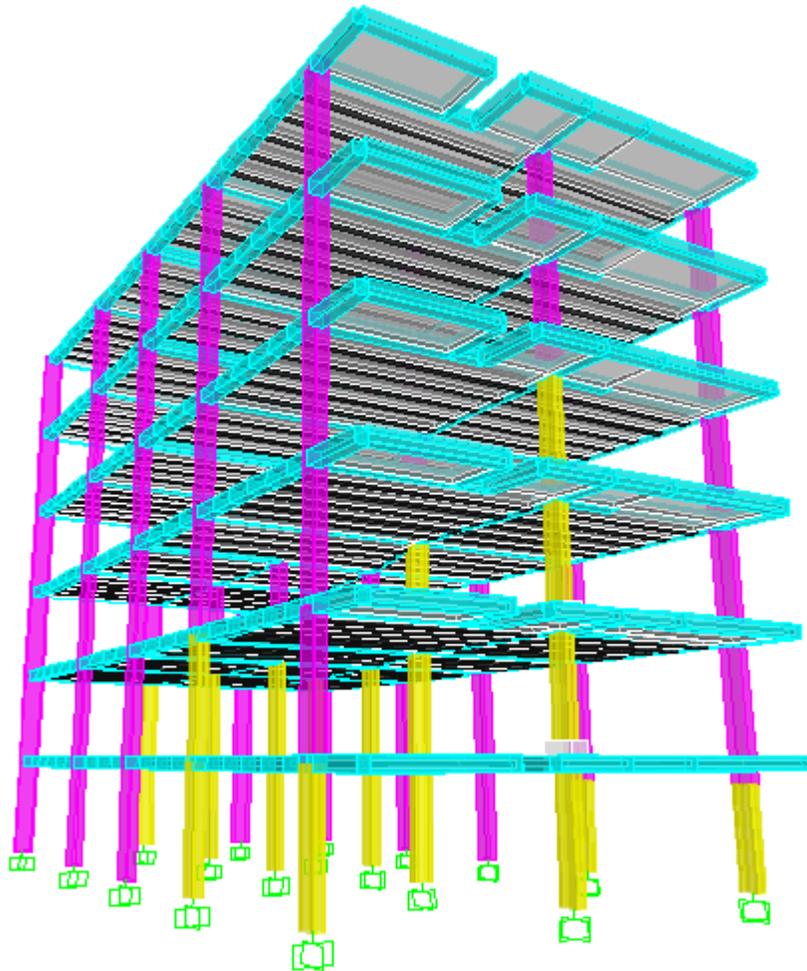


Figura 72. Modelo de estructura reforzada con ángulos de acero

En el análisis de la estructura con reforzamiento, por análisis dinámico espectral, se estarán verificando puntos que en el subtítulo anterior (análisis de resultados de estructura sin reforzar) presentaron fallas o no cumplían a cabalidad con lo que reza la norma colombiana para construcciones sismo resistentes NSR-10. En este sentido se verificarán:

- ✓ Deriva
- ✓ Cargas axiales
- ✓ Cantidades de acero de refuerzo mínimo requerido.

7.2.1. Análisis de capacidad de soporte de columnas reforzadas con ángulos de acero para cargas de servicio

Para el caso de secciones compuestas de concreto y acero la NSR-10 determina la resistencia nominal a compresión de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

(a) Cuando $P_e \geq 0.44P_{no}$

$$P_n = P_{no} \left[0.658^{(P_{no}/P_e)} \right] \quad (F.2.9.2-2)$$

(b) Cuando: $P_e < 0.44P_{no}$

$$P_n = 0.877P_e \quad (F.2.9.2-3)$$

Estas consideran el estado límite de pandeo a flexión, así entonces para las columnas compuestas tipo perfil relleno, como lo es para la sección en estudio, se debe determinar si es tipo compacta, no compacta o esbelta, dadas las condiciones de la siguiente tabla:

Descripción del Elemento	Relación Ancho a Espesor	Valores límite		
		λ_p (Compacto/No Compacto)	λ_r (No Compacto/Esbelto)	Máximo Permitido
Paredes de perfiles tubulares estructurales (PTE) y perfiles en cajón, de sección rectangular y espesor uniforme	b/t	$2.26\sqrt{E/F_y}$	$3.0\sqrt{E/F_y}$	$5.0\sqrt{E/F_y}$
Secciones circulares rellenas	D/t	$0.15E/F_y$	$0.19E/F_y$	$0.31E/F_y$

Tabla 31. Valores límites de relación ancho espesor para elementos de acero a compresión en miembros de construcción compuesta por carga axial de compresión. Fuente: NSR-10 Título F, tabla F.2.9.1-1a.

Dónde:

b = Ancho de la sección de acero, para este caso de tomo el valor del alto de la columna reforzada (525,44 mm).

t = Espesor de la sección del elemento de acero (12.7 mm).

E = Módulo de elasticidad del acero (200000 MPa).

F_y = Límite de fluencia de acero (350MPa)

Así:

Capítulo 7

$$\frac{b}{t} = 41.37 \quad \lambda_p = 54.024 \quad \lambda_r = 71.714 \quad \lambda_m = 119.523$$

$$\frac{b}{t} < \lambda_p < \lambda_r < \lambda_m$$

Por lo que la columna se puede clasificar como tipo perfil relleno compacta.

Para determinar de P_{no} se emplean las ecuaciones mostradas a continuación:

$$P_{no} = P_p \quad (\text{F.2.9.2-9a})$$

$$P_p = A_s F_y + C_2 f'_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (\text{F.2.9.2-9b})$$

Dónde:

A_s = Área del acero (9677.4 mm^2)

c_2 = Contante equivalente a 0.85 para secciones rectangulares.

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero (350 MPa).

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto (21 MPa).

A_c = Área bruta del concreto (122728 mm^2).

A_{sr} = Área del acero de refuerzo (2272 mm^2).

E_s = Módulo de elasticidad del acero (200000 MPa).

E_c = Módulo de elasticidad del concreto (21538.11 Mpa).

Entonces $P_{no} = 5954,38 \text{ kN}$.

El valor de P_e se obtiene con base a las siguientes expresiones:

$$P_e = \frac{\pi^2 (EI_{\text{eff}})}{(KL)^2} \quad (\text{F.2.9.2-5})$$

Capítulo 7

$$EI_{\text{eff}} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c \quad (\text{F.2.9.2-12})$$

$$C_3 = 0.6 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.9 \quad (\text{F.2.9.2-13})$$

Dónde:

E_s = Módulo de elasticidad del acero (200000 MPa).

I_s = Inercia de los ángulos de la sección compuesta (533028566.22 mm⁴).

I_{sr} = Inercia del acero de refuerzo (61822356.47 mm⁴).

E_c = Módulo de elasticidad del concreto (21538.11 Mpa).

I_c = Inercia de la sección neta de concreto (2542344310.20 mm⁴).

A_s = Área del acero (9677.4 mm²)

A_c = Área bruta del concreto (122728 mm²).

C_3 = Constante que afecta a a la rigidez de concreto (0.75).

EI_{eff} = Rigidez efectiva de la sección (159828880.66 N · mm²)

k = Factor de longitud efectiva (1).

L = Longitud de elemento (2.8 m).

Entonces $P_e = 201205,09 \text{ kN}$, el cual es mayor que $0.44P_{no} = 2619,93 \text{ kN}$, por lo que se hace empleo de la ecuación F.2.9.2-2. Para obtener la resistencia a la compresión nominal, así:

$$P_n = 5954,38 \cdot \left[0,658 \left(\frac{5954,38}{201205,09} \right) \right]$$
$$P_n = 5881,08 \text{ kN}$$

Tomando un $\phi = 0.75$ entonces $\phi P_n = 4410,81 \text{ kN}$.

Como se puede observar, la capacidad de soporte de las columnas a compresión, aumentaría en un 287.69 % con respecto a su capacidad de soporte anterior la cual su límite se encontraba en las 1533.16 kN. Cumpliría así con la demanda requerida de la estructura mostrada en la Tabla 10 del numeral 7.1.1.

7.2.2 Análisis de desplazamientos horizontales relativos de la estructura (derivas)

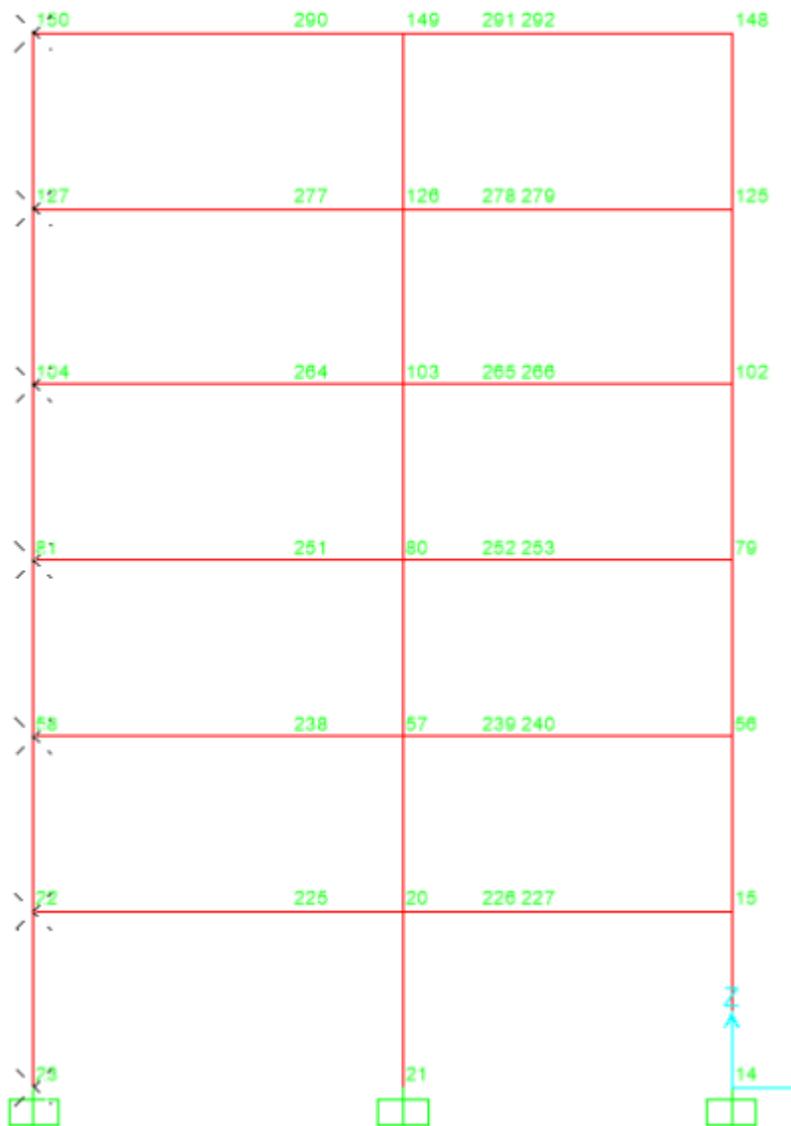


Figura 73. Nudos para verificación de derivas en estructura reforzada. (Fuente: SAP2000)

TABLE: Joint Displacements							
Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	H Entre Piso	DERIVA X	DERIVA Y
Text	Text	Text	m	m	m	%	%
23	B.2.4-1	Min	0	0	--	--	--
23	B.2.4-5a	Max	0	0	--	--	--
23	B.2.4-5a	Min	0	0	--	--	--
23	B.2.4-5b	Max	0	0	--	--	--
23	B.2.4-5b	Min	0	0	--	--	--
23	B.2.4-7a	Max	0	0	--	--	--
23	B.2.4-7a	Min	0	0	--	--	--
23	B.2.4-7b	Max	0	0	--	--	--
23	B.2.4-7b	Min	0	0	--	--	--
22	B.2.4-1	Min	0	0	2,8	0,00	0,00
22	B.2.4-5a	Max	0	0	2,8	0,00	0,00
22	B.2.4-5a	Min	0	0	2,8	0,00	0,00
22	B.2.4-5b	Max	0	0	2,8	0,00	0,00
22	B.2.4-5b	Min	0	0	2,8	0,00	0,00
22	B.2.4-7a	Max	0	0	2,8	0,00	0,00
22	B.2.4-7a	Min	0	0	2,8	0,00	0,00
22	B.2.4-7b	Max	0	0	2,8	0,00	0,00
22	B.2.4-7b	Min	0	0	2,8	0,00	0,00
58	B.2.4-1	Min	-3,751E-07	-1,578E-06	2,8	0,00	0,00
58	B.2.4-5a	Max	1,409E-06	1,662E-06	2,8	0,00	0,00
58	B.2.4-5a	Min	-2,141E-06	-4,704E-06	2,8	0,00	0,00
58	B.2.4-5b	Max	2,664E-07	-1,627E-08	2,8	0,00	0,00
58	B.2.4-5b	Min	-9,99E-07	-3,026E-06	2,8	0,00	0,00
58	B.2.4-7a	Max	1,511E-06	2,113E-06	2,8	0,00	0,00
58	B.2.4-7a	Min	-2,039E-06	-4,253E-06	2,8	0,00	0,00
58	B.2.4-7b	Max	3,689E-07	4,348E-07	2,8	0,00	0,00
58	B.2.4-7b	Min	-8,964E-07	-2,575E-06	2,8	0,00	0,00
81	B.2.4-1	Min	-2,493E-08	-1,509E-06	2,8	0,00	0,00
81	B.2.4-5a	Max	0,000041	0,000265	2,8	0,01	0,05
81	B.2.4-5a	Min	-0,000041	-0,000267	2,8	0,01	0,05
81	B.2.4-5b	Max	0,000017	0,000098	2,8	0,00	0,02
81	B.2.4-5b	Min	-0,000017	-0,000101	2,8	0,00	0,02
81	B.2.4-7a	Max	0,000041	0,000265	2,8	0,01	0,05
81	B.2.4-7a	Min	-0,000041	-0,000267	2,8	0,01	0,05
81	B.2.4-7b	Max	0,000017	0,000099	2,8	0,00	0,02
81	B.2.4-7b	Min	-0,000017	-0,0001	2,8	0,00	0,02
104	B.2.4-1	Min	-9,426E-06	-0,000013	2,8	0,00	0,00
104	B.2.4-5a	Max	0,001154	0,001278	2,8	0,20	0,18
104	B.2.4-5a	Min	-0,001168	-0,001298	2,8	0,20	0,18
104	B.2.4-5b	Max	0,000454	0,000513	2,8	0,08	0,07
104	B.2.4-5b	Min	-0,000468	-0,000532	2,8	0,08	0,08
104	B.2.4-7a	Max	0,001159	0,001285	2,8	0,20	0,18
104	B.2.4-7a	Min	-0,001163	-0,001292	2,8	0,20	0,18
104	B.2.4-7b	Max	0,000459	0,000519	2,8	0,08	0,08
104	B.2.4-7b	Min	-0,000463	-0,000526	2,8	0,08	0,08
127	B.2.4-1	Min	-0,00007	-0,00034	2,8	0,01	0,06
127	B.2.4-5a	Max	0,004475	0,001414	2,8	0,59	0,02
127	B.2.4-5a	Min	-0,004604	-0,001946	2,8	0,61	0,12
127	B.2.4-5b	Max	0,001732	0,003056	2,8	0,23	0,45
127	B.2.4-5b	Min	-0,001861	-0,003588	2,8	0,25	0,55
127	B.2.4-7a	Max	0,004498	0,001574	2,8	0,60	0,05
127	B.2.4-7a	Min	-0,004581	-0,001786	2,8	0,61	0,09
127	B.2.4-7b	Max	0,001755	0,003216	2,8	0,23	0,48
127	B.2.4-7b	Min	-0,001838	-0,003428	2,8	0,25	0,52
150	B.2.4-1	Min	-0,000158	-0,000622	2,8	0,02	0,05
150	B.2.4-5a	Max	0,006813	0,001805	2,8	0,42	0,07
150	B.2.4-5a	Min	-0,007104	-0,00278	2,8	0,45	0,15
150	B.2.4-5b	Max	0,002986	0,005617	2,8	0,22	0,46
150	B.2.4-5b	Min	-0,003276	-0,006592	2,8	0,25	0,54
150	B.2.4-7a	Max	0,006865	0,002096	2,8	0,42	0,09
150	B.2.4-7a	Min	-0,007051	-0,002489	2,8	0,44	0,13
150	B.2.4-7b	Max	0,003038	0,005907	2,8	0,23	0,48
150	B.2.4-7b	Min	-0,003224	-0,006301	2,8	0,25	0,51

Tabla 32. Tabla de verificación de derivas con estructura reforzada. (Fuente: Autor)

Los anteriores análisis de los desplazamientos laterales relativos o derivas POS reforzada la estructura, muestran que estos desplazamientos están en el orden de menos del 1% de la altura total de entrepiso, por lo tanto, se puede inferir que después de reforzada la estructura, si entra en legalidad con lo estipulado por la NSR-10.

7.2.3. Cantidades de acero de refuerzo mínimo requerido

tipo de carga	columna	Tipo de seccion	acero requerido	acero colocado	diferencia de areas	estado
Cargas de servicio	A1	C25X50	13,75	21,04	7,29	Cumple
	A2	C25X50	13,75	21,04	7,29	Cumple
	A3	C25X50	13,75	21,04	7,29	Cumple
	A4	CONCRETO CON ANGULOS	18,6025	21,04	2,4375	Cumple
	A5	CONCRETO CON ANGULOS	18,6025	21,04	2,4375	Cumple
	B1	C25X50	13,75	21,04	7,29	Cumple
	B2	CONCRETO CON ANGULOS	18,6025	21,04	2,4375	Cumple
	B3	CONCRETO CON ANGULOS	18,6025	21,04	2,4375	Cumple
	B4	CONCRETO CON ANGULOS	18,6025	21,04	2,4375	Cumple
	B5	CONCRETO CON ANGULOS	18,6025	21,04	2,4375	Cumple
	C1	CONCRETO CON ANGULOS	18,6025	21,04	2,4375	Cumple
	C2	CONCRETO CON ANGULOS	18,6025	21,04	2,4375	Cumple
	C3	CONCRETO CON ANGULOS	18,6025	21,04	2,4375	Cumple
	D1	C25X50	13,75	21,04	7,29	Cumple
	D2	C25X50	13,75	21,04	7,29	Cumple
D3	C25X50	13,75	21,04	7,29	Cumple	
D4	CONCRETO CON ANGULOS	18,6025	21,04	2,4375	Cumple	
D5	CONCRETO CON ANGULOS	18,6025	21,04	2,4375	Cumple	
Cargas sismicas	A1	C25X50	13,75	21,04	7,29	Cumple
	A2	C25X50	13,75	21,04	7,29	Cumple
	A3	C25X50	13,75	21,04	7,29	Cumple
	A4	CONCRETO CON ANGULOS	18,6025	21,04	2,4375	Cumple
	A5	CONCRETO CON ANGULOS	18,6025	21,04	2,4375	Cumple
	B1	C25X50	13,75	21,04	7,29	Cumple
	B2	CONCRETO CON ANGULOS	18,6025	21,04	2,4375	Cumple
	B3	CONCRETO CON ANGULOS	18,6025	21,04	2,4375	Cumple
	B4	CONCRETO CON ANGULOS	18,6025	21,04	2,4375	Cumple
	B5	CONCRETO CON ANGULOS	18,6025	21,04	2,4375	Cumple
	C1	CONCRETO CON ANGULOS	18,6025	21,04	2,4375	Cumple
	C2	CONCRETO CON ANGULOS	18,6025	21,04	2,4375	Cumple
	C3	CONCRETO CON ANGULOS	18,6025	21,04	2,4375	Cumple
	D1	C25X50	13,75	21,04	7,29	Cumple
	D2	C25X50	13,75	21,04	7,29	Cumple
D3	C25X50	13,75	21,04	7,29	Cumple	
D4	CONCRETO CON ANGULOS	18,6025	21,04	2,4375	Cumple	
D5	CONCRETO CON ANGULOS	18,6025	21,04	2,4375	Cumple	

Tabla 33. Solicitaciones de acero de refuerzo vs acero colocado después de reforzada la estructura (fuente: Autor)

En la anterior tabla se puede observar que después del refuerzo con los ángulos de acero a los elementos más críticos de la estructura, estas secciones cambiaron sus solicitudes de acero de refuerzo cumpliendo así con lo mínimo establecido en la norma NSR-10

7.3 Análisis de resultados de la modelacion por método Pushover

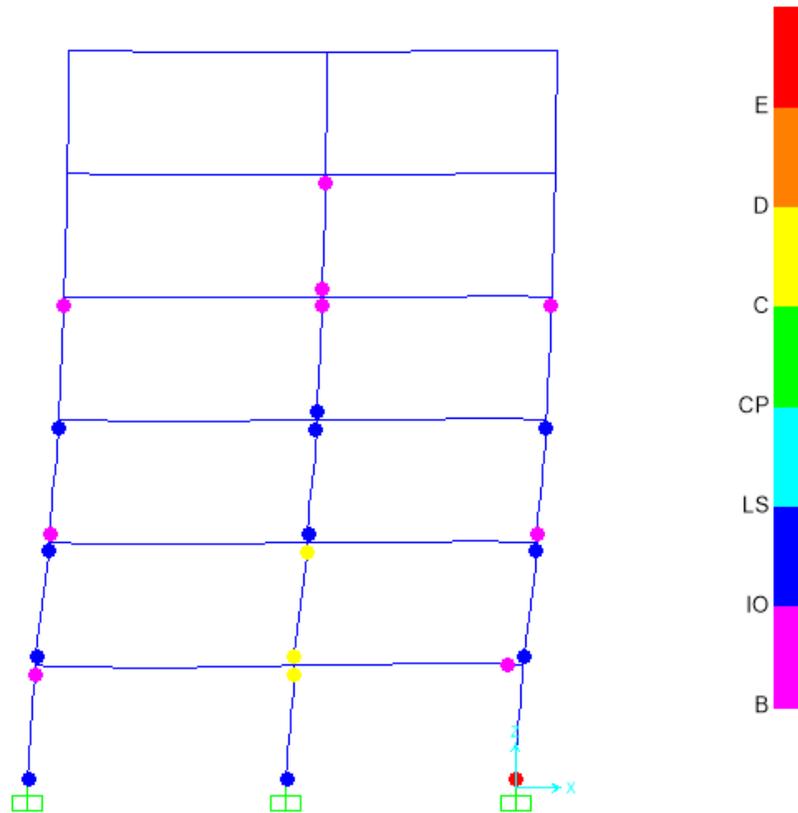


Figura 74. Estado de las rótulas en el plano XZ de la estructura sin reforzar para un cortante basal de 195.78 Ton en el sentido X y un desplazamiento en el techo de 0.11 m.
Fuente: Los autores.

En la figura 81 se muestra un paso del análisis previo al punto de desempeño, en ella se logra observar que antes de llegar al sismo, varios elementos han sobrepasado su capacidad ultima.

Para el punto de desempeño el desplazamiento en es de 0.124 m en sentido X, en ese instante 5 rotulas han sobrepasado su estado de prevención de colapso.

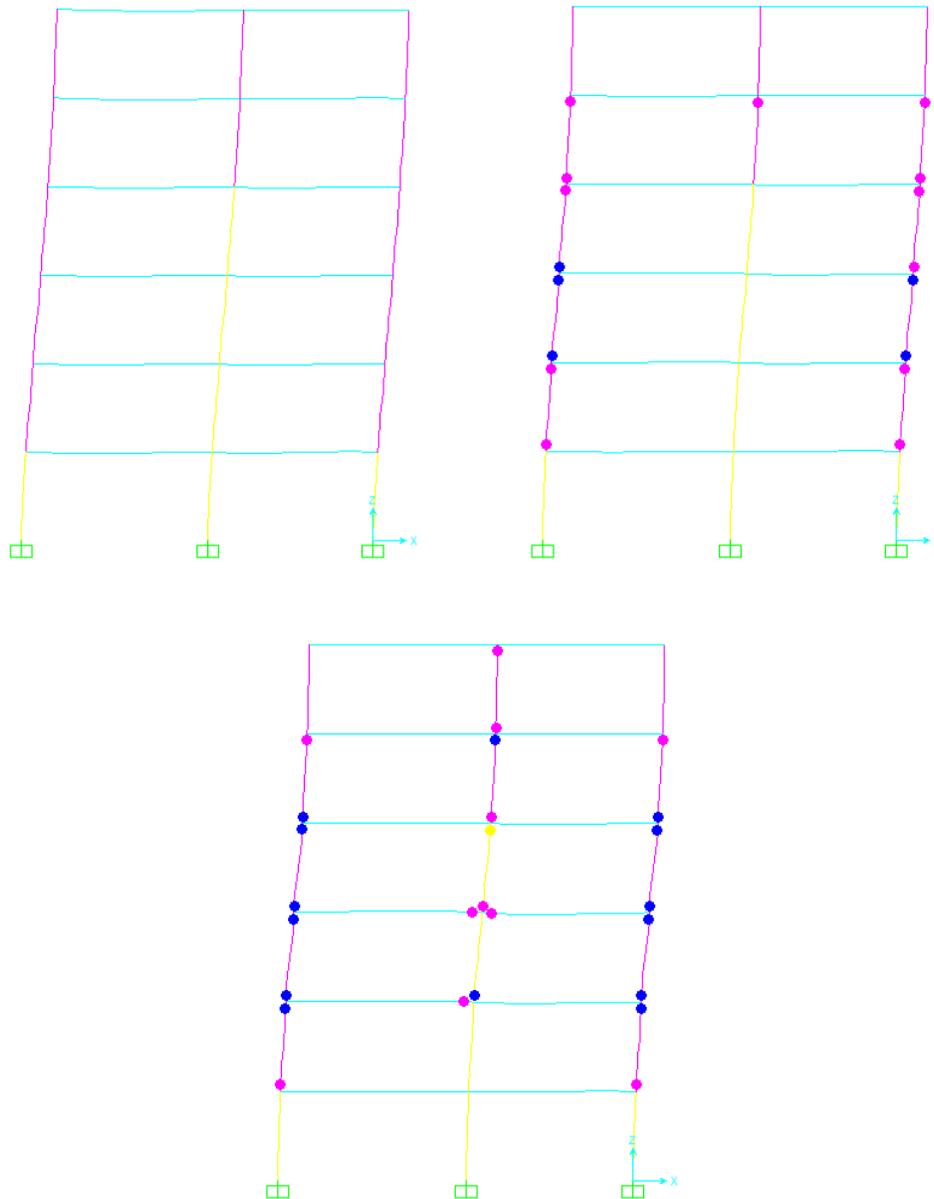


Figura 75. Pasos de aplicación de carga lateral en sentido x con la presencia de rotulas plásticas. (Fuente: Los autores)

En la figura 82 se muestran diferentes pasos de aplicación de carga lateral en el sentido “x”. En la primera imagen, el pórtico aún no ha presentado la primera rotula plástica, el desplazamiento del techo es de 0.0562 m, estando todos los elementos en el rango elástico.

La segunda imagen muestra la aparición de las primeras rotulas plásticas (82 en total), sin embargo, aún no han llegado el primer nivel de desempeño, el desplazamiento en el techo es de 0.107 m. La última imagen presenta varias rotulas que han sobrepasado el nivel de seguridad y se presenta la primera rotula que ha pasado su momento plástico, con un total de 205 rotulas plásticas de 1214 posibles (17% del total), perimiendo así, toda su capacidad de resistencia frente al sismo de estudio. En este último punto el desplazamiento en el techo es de 0.164 m, sobrepasando así el punto de desempeño.

Se observa que **las columnas están alcanzando los momentos de plastificación antes que las vigas**, siendo esto no congruente con la jerarquía de la plastificación, que dice que los momentos resistentes de las columnas en las conexiones deben ser mayores a la sumatoria de los momentos resistentes de las vigas que llegan a la misma conexión. No obstante, a pesar de que los elementos verticales alcancen momentos críticos, las conexiones con los otros elementos en conjunto impiden su colapso inmediato.

7.3.1 Análisis de curva de capacidad

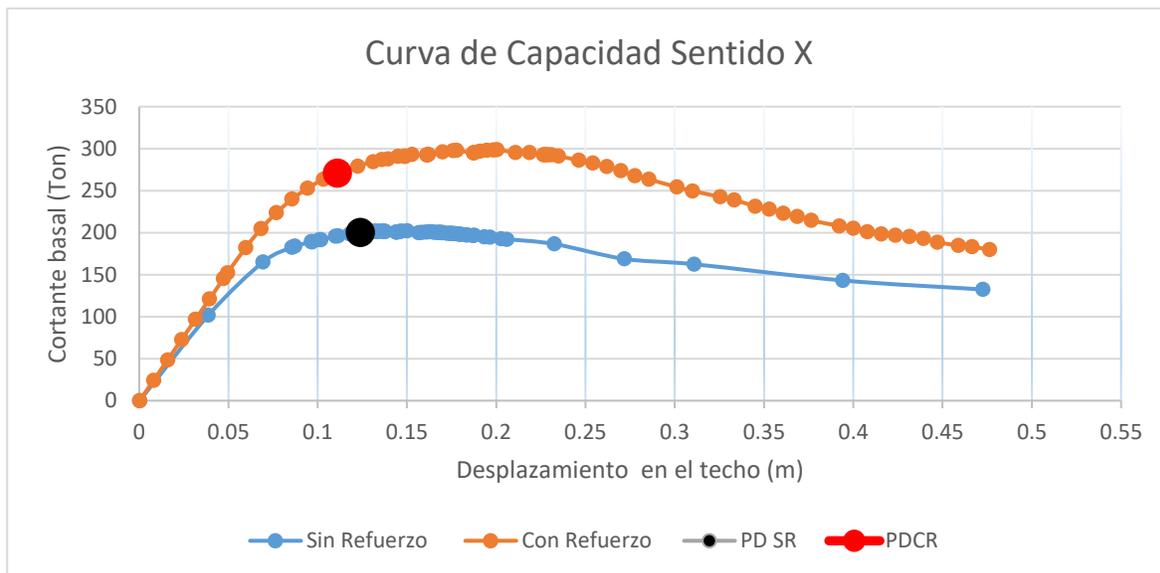


Figura 76. Curva de capacidad en el sentido X de la estructura sin refuerzo y con refuerzo.

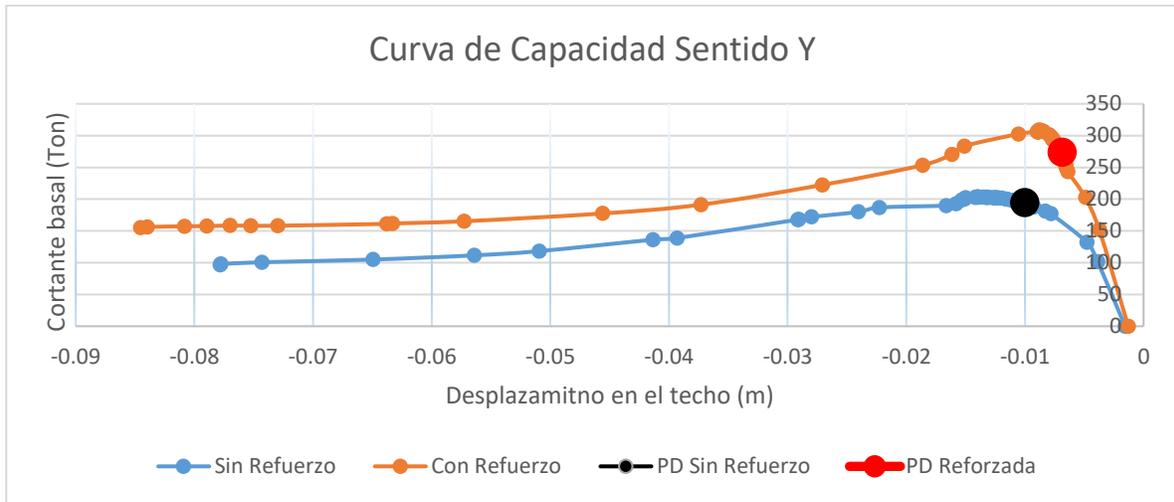


Figura 77. Curva de capacidad en el sentido Y de la estructura sin refuerzo y con refuerzo.

Comparando los valores de ambas gráficas, se observa que cuando se aplica las cargas laterales en el sentido X los desplazamientos son de mayor magnitud que en el sentido Y. Analizando la configuración espacial de la estructura, el sentido Y tiene mayor número de columnas por eje, resistiendo de esta forma las cargas laterales más eficientemente.

En cada gráfica el cortante basal máximo aumenta con el reforzamiento de la estructura, al igual que la pendiente en la zona elástica, disminuyendo así el desplazamiento en el techo para una misma carga y prolongando la región lineal de la curva.

Teniendo en cuenta las curvas de capacidad, el desplazamiento de cubierta en el punto de desempeño, y los mecanismos de falla inestable como la aparición de rótulas considerables en columnas, se podría ubicar el desempeño de la edificación como sigue:

Caso de edificación	FEMA 356	ATC-40
Edificación no reforzada	CP: Collapse prevention	Entre: SP-5 estabilidad estructural y SP-4 Seguridad limitada
Edificación reforzada	LS: Life safety	Entre SP-3 Seguridad y SP-2 Daño controlado

Tabla 25: desempeño de la edificación según FEMA 356 y ATC-40

7.3.2 Análisis de espectros de capacidad

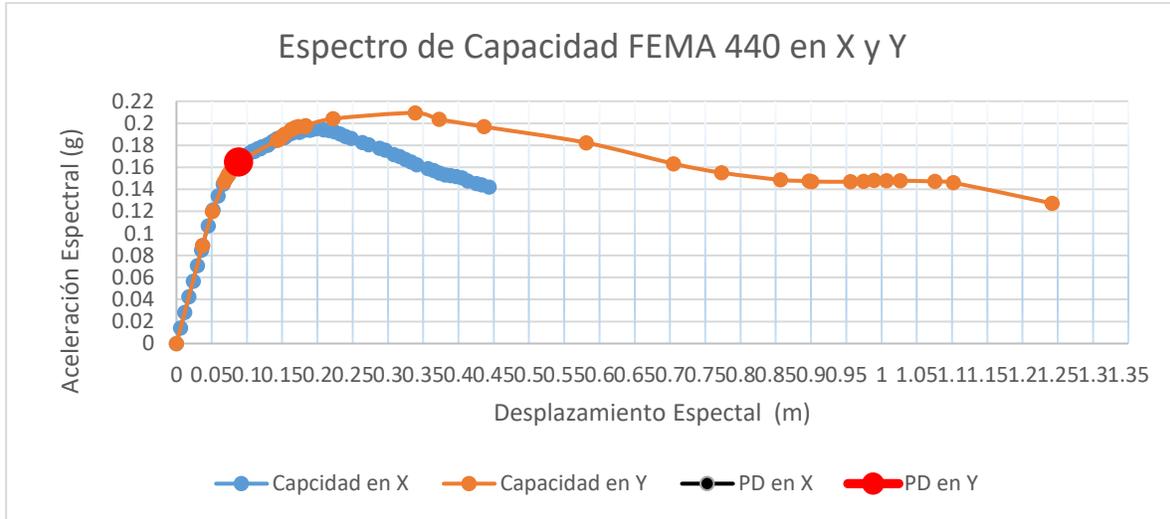


Figura 78. Espectro de capacidad en los sentidos X y Y. Fuente: Los autores.

De la figura anterior se puede apreciar como el comportamiento dúctil de la estructura en el sentido “y” con respecto al sentido “x” es más prolongado, permitiendo así una fluencia mayor posterior a alcanzar su punto máximo de deformación elástica. La estructura en el sentido “y” tiene mayor número de elementos que aportan a la capacidad de sostenimiento de la misma. Adicionalmente, la configuración de las columnas (ver figura 34), que al ser rectangulares proveen mayor resistencia en un sentido con respecto al otro, favoreciendo de esta manera este el comportamiento observado en la figura 85.

A continuación, se presentan los espectros de la edificación antes y después de realizar el reforzamiento mediante las chaquetas de acero.

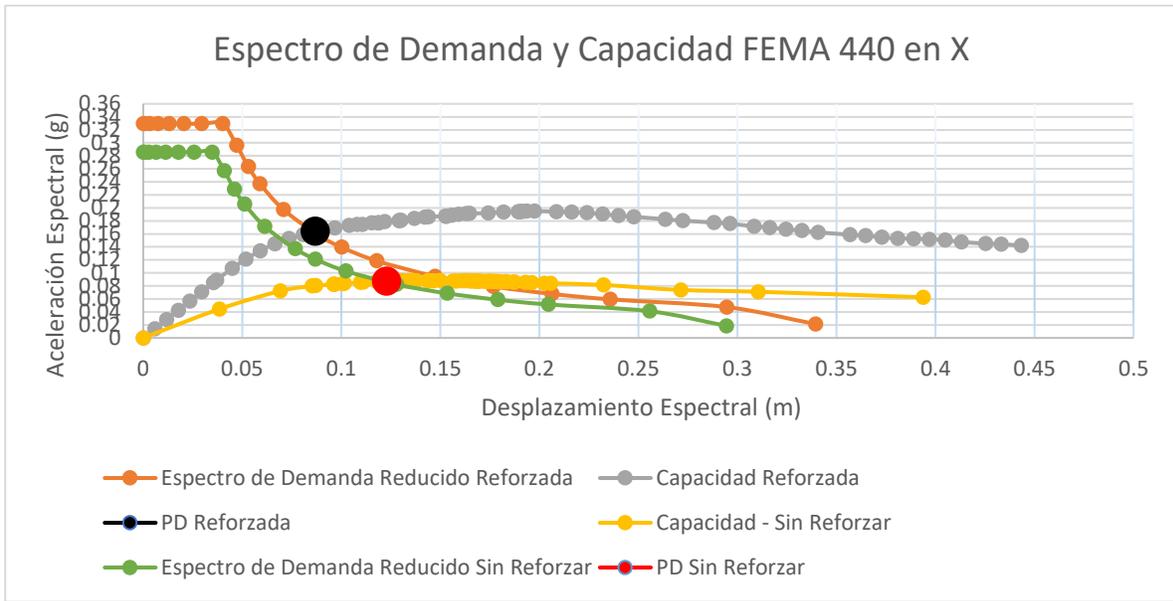


Figura 79. Espectros de capacidad y de demanda en sentido X para la estructura reforzada y sin reforzar. Fuente: Los autores.

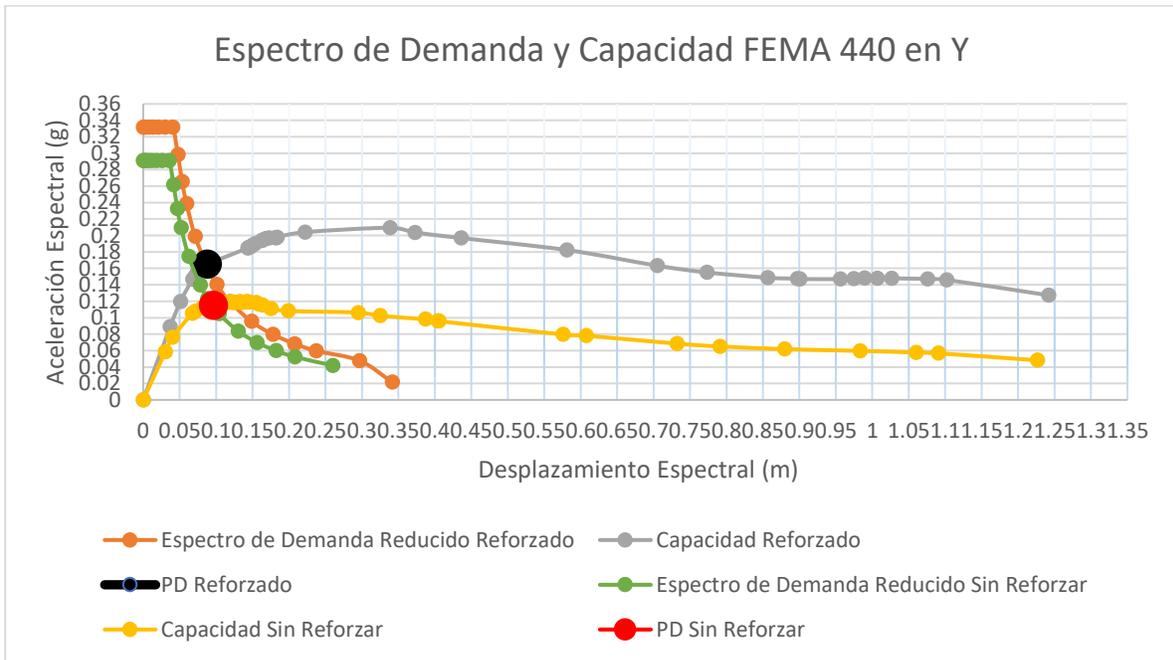


Figura 80. Espectros de capacidad y de demanda en sentido Y para la estructura reforzada y sin reforzar. Fuente: Los autores.

En las figuras 83 y 84 aprecia como el reforzamiento de la edificación produce un aumento en la rigidez de la estructura. En la zona elástica la pendiente es mayor para la estructura con ángulos, permitiendo menores deformaciones para el mismo estado de carga. El amortiguamiento presentó una disminución y así trasladando el punto de desempeño más a la izquierda y hacia arriba, traduciéndose, así como menores desplazamientos en la cubierta.

La siguiente tabla muestra el cambio de la pendiente en la zona elástica.

Sentido	Sin Refuerzo	Con Refuerzo
X	1.043	2.268
Y	1.891	2.347

Tabla 34. Cambio de pendiente en la zona elástica para la curva de capacidad en la estructura antes y después del refuerzo.

En la zona inelástica se adquiere un aumento de ductilidad. La siguiente tabla compara la ductilidad del punto de prevención de colapso.

Sentido	Prevención de Colapso - Estructura Sin Reforzar		Prevención de Colapso - Estructura Reforzada		Aumento de Ductilidad
	S_a (g)	Ductilidad	S_a (g)	Ductilidad	
X	0.087991	2.230169	0.189996	2.506601	12.39%
Y	0.119124	2.620533	0.209432	4.576229	74.6%

Tabla 35. Análisis de la ductilidad en el punto de prevención de colapso de la estructura antes y después del reforzamiento.

Si prolongamos la parte lineal del espectro de capacidad hasta llegar al espectro de demanda con 5% de amortiguación y lo comparamos con el punto de desempeño, se puede apreciar que los desplazamientos espectrales son muy cercanos. Con ese mismo punto en el espectro de demanda podemos determinar cuánto está disipando la estructura con respecto al análisis lineal convencional, como se muestra en la siguiente ecuación:

$$R = \frac{S_{a,pro}}{S_{a,d}}$$

Dónde:

R es el coeficiente de capacidad de disipación de energía.

$S_{a,pro}$ es la aceleración espectral proyecta con la pendiente elástica del espectro de capacidad hasta la del espectro de demanda con 5% de amortiguación.

S_a, d es la aceleración espectral en el punto de desempeño.

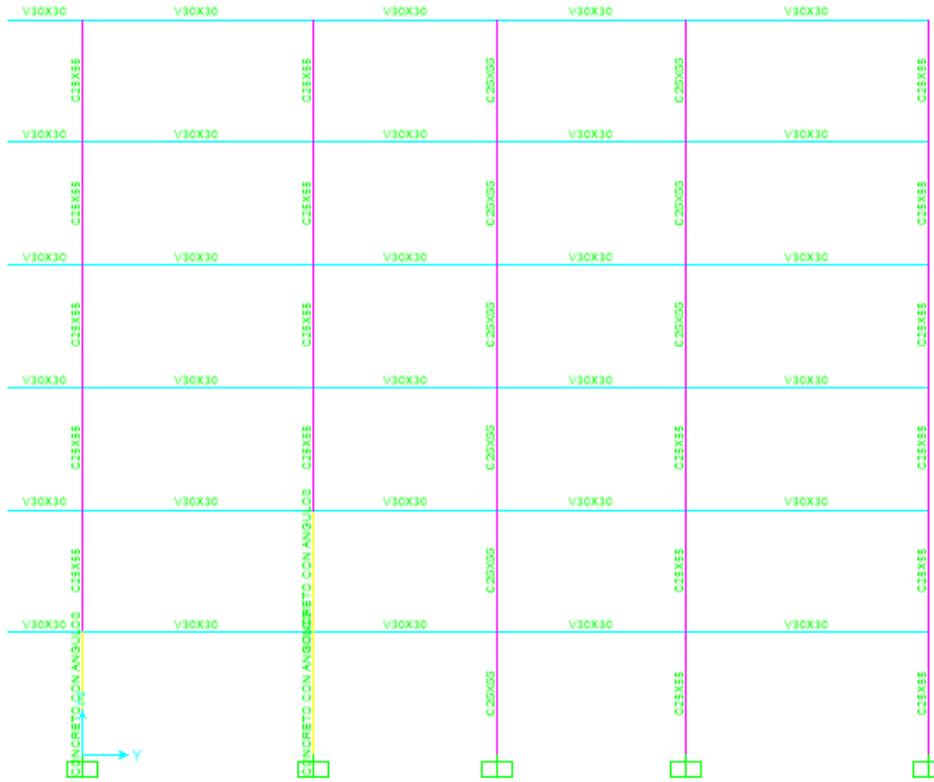


Figura 81. Corte en el plano YZ de la edificación. Fuente: Los autores.

La siguiente tabla muestra los valores de R determinados para cada curva.

Coeficiente de Capacidad Disipación de Energía Calculado			
Pushover x		Pushover y	
ATC 40	Fema 440	ATC 40	FEMA 440
1.325	1.341	1.325	1.303

Tabla 36. Coeficiente de capacidad disipación de energía calculado mediante el análisis pushover.

El valor para esta estructura esta alrededor de 1.324, el cual es mucho menor que el empleado para el diseño de los elementos por métodos estáticos el cual es de 2.5.

8. Conclusiones

8.1. Conclusiones específicas

A la luz de las normas colombianas de diseño y construcción sismo resistente NSR-10, el diseño estructural de la edificación en estudio, según las inspecciones de campo y la documentación revisada para efectos del presente trabajo de grado, no cumple con todos los requerimientos mínimos exigidos por la ley.

Se comprobó mediante métodos simplificados y mediante software de análisis, que la edificación del caso de estudio, tiene deficiencia de acero de refuerzo en las columnas para cumplir con los estados límites de resistencia, y deficiencia de inercia, para cumplir con todos los estados límites de servicio de norma, inclusive para combinaciones que no contemplan sismo.

El nivel de desempeño sísmico actual del edificio en estudio es bajo. A la luz de FEMA 356 corresponde CP: *Collapse Prevention* por el nivel de sobre carga en columnas y la separación de los estribos, y a la luz, de ATC-40 corresponde entre SP-5: Estabilidad Estructural y SP-4: Seguridad limitada, con lo cual la vida de sus ocupantes correría peligro ante un evento sísmico como el evaluado (el que exigen las normas NSR-10). Se recomienda programar un reforzamiento escalonado de la estructura, principalmente en las columnas más afectadas, con el fin de hacer cumplir la estructura con los requisitos de la norma NSR-10.

El reforzamiento con los ángulos de 10X10X1.2 cm aumenta la capacidad de las columnas, supliendo el acero de refuerzo faltante. Las variables que exige la norma, como la deriva y de capacidad de soporte de los elementos individuales fueron cumplidas mediante la implementación de la chaqueta de acero.

Esta propuesta mejora la rigidez de toda la estructura, aumentando la pendiente elástica del espectro de capacidad de 1.04 a 2.27, incrementado el punto máximo de cortante basal y de la aceleración espectral resistentes. En la región no lineal se presenta también un mejoramiento en la ductilidad de 12.39% y 74.6% en el sentido X y Y respectivamente, hasta el punto de prevención de colapso.

Con el reforzamiento, el punto de desempeño disminuyó su desplazamiento en los dos sentidos de aplicación del sismo, como también se presentó una disminución del amortiguamiento debido al incremento de la rigidez.

El uso de la chaqueta de acero en los elementos que se consideraban en peligro logró que las rótulas, que alcanzaran un estado de plastificación, no sobrepasaran el estado de prevención de colapso, contrario a lo ocurrido con la estructura en sus condiciones iniciales, que presentaba 5 rótulas en el punto de desempeño.

Dado el requerimiento de hacer un mejoramiento de la estructura lo más viable posible en términos económicos, esta propuesta de reforzamiento no cumple con las jerarquías de la plastificación expuesto en el NSR-10. Para cumplir con ello es necesario reforzar la estructura en más pisos de los especificados y unos ángulos de dimensiones mayores o mayor resistencia.

La diferencia entre las ductilidades en los sentidos X y Y, se debe a la configuración espacial de los elementos, debido a la presencia de un mayor número de columnas en menos ejes y el sentido de ubicación de cada elemento. Para el mejoramiento de este factor estábamos limitados por la inclusión de elementos nuevos al sistema estructural.

Para el sistema estructural reforzado y el sismo de estudio, se determinó que el valor del coeficiente de disipación de capacidad de energía es de 1.32, lo cual es mucho menor al empleado de 2.5.

Finalmente, el método propuesto de reforzamiento con chaqueta de acero y platinas es una buena alternativa para solucionar problemas de capacidad de soporte en edificaciones de concreto, dado que optimiza las características tanto en rango elástico como en el rango plástico de cada elemento reforzado y de esta forma ayudando a todo el sistema estructural.

8.2. Recomendaciones

Para futuras investigaciones, se recomienda:

- Estudiar modos de vibración diferentes al primero.
- Considerar la interacción de efectos fuerza cortante y momento.
- Ensayos experimentales y de modelación numérica para determinar el diseño más eficiente para garantizar la compatibilidad de deformaciones entre los ángulos y la sección de concreto reforzado.

Capítulo 8

- Conforme con las normas y estándares pertinentes, la estimación de la resistencia de elementos existentes de concreto reforzado, debe contemplar ensayos de extracción de núcleos de concreto y un análisis ingenieril adecuado de los resultados. En el presente estudio, no se incluyen detalles de resultados de ensayos a compresión de extracción de núcleos por razones de confidencialidad de la información, pero para efectos prácticos, se resume una resistencia a compresión del concreto según se indica en el presente documento (igual a 21 MPa).
- Para efectos de diseño, los edificios reforzados con el sistema de reforzamiento de ángulos y platinas de acero según se estudia en el presente trabajo, debe cumplir con los requisitos de protección contra fuego de las normas pertinentes. Por ejemplo, las del título J de las NSR-10.

9. Bibliografía

- Aguilar, R., Edgar, M. D., & Rodriguez, M. (2015). Diagrama momento-curvatura y momento.rotación para elemento de hormigon armado y acero con ASCE/SEI 41 y sistema de computación ceinci-lab. *Ciencia*.
- Alwash, N. A., & Al-Zahid, A. A. (s.f.). Behavior Of Reinforced Concret Columns Strengthened By Steel Jacket. *COMPLAS XIII*.
- American Concrete Institute. (2008). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08)*.
- American Society of Civil Engineers. (2011). *Seismic rehabilitation of existing buildings ASCE/SEI 41-11*.
- Applied Technology Council. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. California.
- Ardilla Valencia, J. G. (2016). Evaluación del Coeficinete de Disipación Energía, R, Para Edificios con un Sistema Estructural combinado de Muros y Porticos en Concreto, con Diferente número de Pisos.

- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica . (2010). *Reclamo Colombia de Construcción Sísmo Resistente*. Bogotá.
- Belal, M. F., Mohamed, H. M., & Morad, S. A. (2014). Behavior Of Reinforced Concret Columns Strengthened By Steel Jacket. *Housing and Building National Research Center*.
- Cheng-xiang Xu, S. P. (2018). *Study on Seismic Behavior of Encased Steel Jacket-strengthened Earthquake-damaged Composite Steel-concrete Columns*. Journal of Building Engineering.
- CSI SPAIN. (s.f.). *CSI Computers & Structures Inc. SPAIN*. Obtenido de <http://www.csiespana.com/software/2/sap2000>
- Denavit, M. D. (2018). *Elastic Flexural Ridigity of Steel-Concrete Compositve Columns*.
- Department of civil engineer of University of Shinshu. (2017). *Behavior of a concrete filled steel box column with considering detachment under seismic load*.
- Federal Emergency Management Agency. (2000). *Prestandard and Commentary For The Seismic Rehabilitation of Bulidings*. Virginia.
- FEMA 440. (2005). *Improvement of Nonlinear Satatic Seismic Analysis Procedures*. Washington, D.C.
- Gonzales Cuevas, O. M., Guerrero Correa, J. J., Gomez Gonzales, B., & Florez Díaz, F. A. (2007). Resistencia A Fuerza Cortante De Columnas De Concreto Reforzadas Con Camisas De Acero. *Ingeniería Sísmica*.
- Hakim, R. A., Alama, M. S., & Ashour, S. A. (2014). Seismic Assessment of RC Building According to ATC 40, FEMA 356 and FEMA 440. *ARABIAN JOURNAL FOR SCIENCE AND ENGINEERING*.
- kienyke. (2 de febrero de 2015). Obtenido de <https://www.kienyke.com/historias/colapso-de-edificios>
- Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). *Theorical Stress - Strain Model for Confined Concrete*. J. Struct Eng.
- Minafo, G. (2014). A Practical Approach For The Streng Evaluation Of RC Columns reinforced with RC Jackets. *Engineering Structures*.
- Moreno Piza, N. (2017). Efectos de las Fibras de Acero Sobre el Confinamiento de Columnas de Concreto.
- NSR 10 Título A. (2010). *Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10*. Bogota.

Capítulo 9

- NSR10 Título B. (2010). *Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10*.
- NSR10 Título C. (2010). *Norma Sismos Resistente Titulo C*.
- Odair. (2013). *Evaluación del Comportamiento Ante Cargas Laterales de Columnas para Puentes, Prefabricadas de Concreto, de Sección Hueca y Pretensadas*.
- Park, & Paulay. (1978). *Estructuras de Concreto Reforzado*. Ciudad de Mexico: Limusa.
- Park, R., & Paulay, T. (1983). *Estructuras de Concreto Reforzado*. Mexico D.F.: Limusa S.A.
- Piza, N. M. (2017). *Efecto de las Fibras de Acero Sobre el Confinamiento de Columnas de Concreto*.
- Rodriguez, A. D. (2015). Modelo de Daño Concentrado para Estructuras en Hormigón Armado Ante Casrgas Sísmicas, Utilizando el Programa Computacional SAP 2000.
- Sociedad Colombiana de Ingenieros -SCI Comisión de Estructuras y Contrucción. (2014). *Colapso del Edificio Space en Medellín y la Ingeniería en Colombia*.
- Suárez Numpaque, C. A. (s.f.). Análisis Estático No Lineal (Pushover) de SAP 2000 para Edificios de Concreto Armado.
- Universidad de los Andes Facultad de Ingeniería. (2014). *CONCEPTO TÉCNICO EN RELACIÓN A LAS CAUSAS MÁS PROBABLES DEL COLAPSO DEL EDIFICIO SPACE*. Bogota .
- Universidad de Sheffield. (2017).
- W. D. Wang, Q. Li, Y. Hu, J. W. Shi, F. ASCE, C. W. W. Ng. (2017). *Field Investigation of Collapse of a 13-Story High-Rise Residential Building in Shanghai*.
- www.dinero.com. (16 de enero de 2018). Proyecto del puente de Chirajara tenía Premio Nacional de Ingeniería, entre otros. *DINERO*. Obtenido de <https://www.dinero.com/pais/articulo/puente-de-chirajara-tenia-premio-nacional-de-ingenieria/254201>

10. Anexos

Capítulo 10

TABLE: Curva Pushover Demanda Capacidad - ATC40									
LoadCase	Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPhi
Text	Unitless	Sec	Unitless	m	Unitless	m	Unitless	Unitless	Unitless
PUSH X	0	1,294537	0,05	0	0	0,093644	0,224951	1	1
PUSH X	1	1,294537	0,05	0,005892	0,014154	0,093644	0,224951	0,74594	1,330565
PUSH X	2	1,294537	0,05	0,011784	0,028309	0,093644	0,224951	0,74594	1,330565
PUSH X	3	1,294537	0,05	0,017677	0,042463	0,093644	0,224951	0,74594	1,330565
PUSH X	4	1,294537	0,05	0,023569	0,056617	0,093644	0,224951	0,74594	1,330565
PUSH X	5	1,294537	0,05	0,029461	0,070772	0,093644	0,224951	0,74594	1,330565
PUSH X	6	1,294537	0,05	0,035353	0,084926	0,093644	0,224951	0,74594	1,330565
PUSH X	7	1,294537	0,05	0,036976	0,088824	0,093644	0,224951	0,74594	1,330565
PUSH X	8	1,299678	0,051379	0,044854	0,106899	0,093408	0,222613	0,742618	1,324707
PUSH X	9	1,312254	0,05459	0,051835	0,121178	0,092938	0,217268	0,736293	1,312935
PUSH X	10	1,332278	0,059312	0,059086	0,134008	0,092424	0,209621	0,727446	1,29722
PUSH X	11	1,359112	0,065281	0,06641	0,144731	0,091951	0,200395	0,722316	1,285283
PUSH X	12	1,391837	0,072352	0,073474	0,152684	0,091505	0,190154	0,721926	1,280449
PUSH X	13	1,428932	0,079889	0,080663	0,159035	0,091172	0,179753	0,722549	1,276494
PUSH X	14	1,471245	0,087862	0,088466	0,16453	0,090934	0,16912	0,72148	1,270843
PUSH X	15	1,515925	0,095572	0,096613	0,169246	0,091129	0,159639	0,718986	1,264598
PUSH X	16	1,554671	0,101637	0,103817	0,172915	0,091935	0,153124	0,717149	1,259773
PUSH X	17	1,576605	0,104962	0,107846	0,174661	0,092382	0,149616	0,716315	1,257324
PUSH X	18	1,597234	0,109009	0,110624	0,174563	0,092531	0,146013	0,71807	1,257951
PUSH X	19	1,619593	0,11148	0,115356	0,177039	0,093165	0,142981	0,715473	1,25404
PUSH X	20	1,641948	0,115459	0,118604	0,1771	0,093373	0,139425	0,716118	1,253518
PUSH X	21	1,642225	0,115551	0,118605	0,177043	0,093365	0,139366	0,716131	1,253543
PUSH X	22	1,642228	0,115548	0,118609	0,177047	0,093365	0,139366	0,716131	1,253543
PUSH X	23	1,657216	0,116872	0,121968	0,178783	0,093826	0,137532	0,714355	1,251156
PUSH X	24	1,698048	0,122534	0,129137	0,180297	0,094471	0,131898	0,70709	1,245063
PUSH X	25	1,699612	0,122833	0,129334	0,18024	0,094473	0,131658	0,707141	1,245064

Capítulo 10

PUSH X	26	1,701764	0,122757	0,130039	0,180765	0,094623	0,131533	0,706986	1,244746
PUSH X	27	1,731952	0,125194	0,136853	0,183662	0,095922	0,128732	0,702347	1,240064
PUSH X	28	1,754876	0,127014	0,142083	0,185732	0,096879	0,126641	0,69827	1,235794
PUSH X	29	1,762892	0,127716	0,143856	0,186344	0,097189	0,125894	0,696706	1,234204
PUSH X	30	1,812134	0,134216	0,152586	0,187057	0,098475	0,120721	0,687618	1,225744
PUSH X	31	1,813171	0,134448	0,152682	0,18696	0,098477	0,120586	0,687625	1,22578
PUSH X	32	1,813702	0,134262	0,153006	0,187247	0,098552	0,120607	0,687459	1,225585
PUSH X	33	1,822395	0,134131	0,155707	0,188739	0,099073	0,12009	0,68565	1,22321
PUSH X	34	1,837037	0,13502	0,159272	0,189996	0,099669	0,118895	0,683393	1,220443
PUSH X	35	1,853032	0,136315	0,162877	0,190956	0,100225	0,117503	0,680679	1,217498
PUSH X	36	1,859891	0,136647	0,164639	0,1916	0,100512	0,116972	0,679695	1,216379
PUSH X	37	1,911774	0,143023	0,17419	0,191862	0,101645	0,111957	0,671303	1,20871
PUSH X	38	1,943491	0,14501	0,181784	0,193745	0,102704	0,109461	0,66399	1,201576
PUSH X	39	1,982134	0,149344	0,189199	0,193861	0,103439	0,105988	0,657818	1,195564
PUSH X	40	1,98341	0,149246	0,189672	0,194096	0,103518	0,105933	0,657439	1,195165
PUSH X	41	1,986922	0,149345	0,190625	0,194383	0,103649	0,105692	0,656651	1,194329
PUSH X	42	1,990714	0,149529	0,191583	0,194615	0,103771	0,105414	0,655832	1,193475
PUSH X	43	1,999198	0,150151	0,193526	0,194925	0,10399	0,104742	0,654036	1,191618
PUSH X	44	2,018539	0,15215	0,197387	0,195022	0,104701	0,103446	0,650745	1,188168
PUSH X	45	2,079712	0,159316	0,208614	0,194168	0,10669	0,099302	0,642184	1,17946
PUSH X	46	2,121592	0,164125	0,216245	0,193403	0,107977	0,096571	0,637023	1,174094
PUSH X	47	2,165438	0,169218	0,224057	0,192356	0,109222	0,093769	0,631427	1,168153
PUSH X	48	2,214294	0,175673	0,231865	0,190372	0,110324	0,090582	0,626315	1,162627
PUSH X	49	2,266233	0,182663	0,239851	0,188006	0,111343	0,087275	0,620813	1,156604
PUSH X	50	2,313104	0,188108	0,247686	0,186359	0,11234	0,084524	0,616315	1,151668
PUSH X	51	2,411475	0,199721	0,263567	0,182459	0,114018	0,078931	0,607387	1,141642
PUSH X	52	2,465289	0,205655	0,272416	0,180442	0,114806	0,076045	0,603085	1,13673
PUSH X	53	2,55771	0,214909	0,288167	0,177329	0,117122	0,072073	0,59623	1,128792
PUSH X	54	2,604789	0,219515	0,296171	0,175726	0,118542	0,070334	0,592815	1,124758

Capítulo 10

PUSH X	55	2,688933	0,229939	0,308325	0,171667	0,120417	0,067045	0,587598	1,11856
PUSH X	56	2,73861	0,235003	0,316294	0,169774	0,121631	0,065286	0,584762	1,115164
PUSH X	57	2,795524	0,241746	0,324505	0,16716	0,122709	0,063211	0,581396	1,111109
PUSH X	58	2,848299	0,247401	0,332512	0,164997	0,123721	0,061392	0,578767	1,107929
PUSH X	59	2,905659	0,254051	0,340676	0,162439	0,124591	0,059407	0,575855	1,104394
PUSH X	60	3,007999	0,263798	0,356756	0,158729	0,126359	0,05622	0,571008	1,098485
PUSH X	61	3,056623	0,267927	0,364724	0,157152	0,127814	0,055072	0,568968	1,095985
PUSH X	62	3,114605	0,274337	0,372897	0,154747	0,129159	0,053599	0,56654	1,092987
PUSH X	63	3,164275	0,278507	0,380926	0,153155	0,130502	0,05247	0,564517	1,090531
PUSH X	64	3,203964	0,279982	0,388885	0,152505	0,131902	0,051727	0,562732	1,088372
PUSH X	65	3,245815	0,282124	0,3968	0,151622	0,133209	0,050901	0,561151	1,08642
PUSH X	66	3,289982	0,284781	0,404814	0,150559	0,13445	0,050005	0,559416	1,084279
PUSH X	67	3,356957	0,293207	0,413096	0,14757	0,13531	0,048337	0,557249	1,081521
PUSH X	68	3,433309	0,299505	0,425207	0,145216	0,136796	0,046718	0,554735	1,078372
PUSH X	69	3,477131	0,301918	0,433149	0,144223	0,137809	0,045885	0,553417	1,0767
PUSH X	70	3,543864	0,307817	0,443279	0,14209	0,139287	0,044647	0,551429	1,074202

Tabla 37. Curva Pushover Demanda Capacidad - ATC40

Capítulo 10

Periodo	Sa 5% (m)	Sd (g)
0	0,4	0
0,1	0,4	0,000992948
0,2	0,4	0,003975843
0,3	0,4	0,008945647
0,4	0,4	0,016211389
0,5	0,4	0,02484902
0,6	0,4	0,035782589
0,7	0,4	0,04870408
0,8	0,36	0,057252143
0,9	0,32	0,064408661
1	0,288	0,071565178
1,2	0,24	0,085878214
1,5	0,192	0,107347768
1,7	0,169412	0,121660972
2	0,144	0,143130357
2,5	0,1152	0,178912946
3	0,096	0,214695535
3,5	0,082286	0,250478994
4	0,072	0,286260714
5	0,0576	0,357825892
8	0,02592	0,412215428
11	0,01371	0,412222882
15	0,007373	0,41222661

Tabla 39. Datos para espectros de demanda al 5% de apercibimiento y capacidad según ATC-40

Bef	9
Ca	0,16
Cv	0,288
SRA	0,8093808
SRv	0,85402298

Tabla 38. Coeficientes de reducción de espectro de demanda para punto de desempeño según ATC-40

Periodo	Sa Reducido (m)	Sd Reducido (g)
0	0,323752318	0
0,1	0,323752318	0,000804493
0,2	0,323752318	0,003217971
0,3	0,323752318	0,007240435
0,4	0,323752318	0,012871885
0,5	0,323752318	0,02011232
0,6	0,323752318	0,028961741
0,7	0,323752318	0,039420147
0,8	0,307448274	0,048894646
0,9	0,273287355	0,055006476
1	0,245958619	0,061118307
1,2	0,204965516	0,073341969
1,5	0,163972413	0,091677461
1,7	0,144681541	0,103901122
2	0,12297931	0,122236614
2,5	0,098383448	0,152795768
3	0,081986206	0,183354922
3,5	0,070273891	0,213914075
4	0,061489655	0,244473229
5	0,049191724	0,305591536
8	0,030744827	0,488946458

Tabla 40. Datos para espectros de demanda y capacidad reducidos según ATC-40

Capítulo 10

TABLE: Curva Pushover Demanda Capacidad - FEMA 440											
LoadCase	Step	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Teff	Tsecant	Beff	Ductility	Alpha	ModFact
Text	Unitless	m	Unitless	m	Unitless	Sec	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
PUSH X	0	0	0	0,093644	0,224951	1,294537	1,29454	0,05	1	0	1
PUSH X	1	0,005892	0,014154	0,093644	0,224951	1,294537	1,29454	0,05	1	0	1
PUSH X	2	0,011784	0,028309	0,093644	0,224951	1,294537	1,29454	0,05	1	0	1
PUSH X	3	0,017677	0,042463	0,093644	0,224951	1,294537	1,29454	0,05	1	0	1
PUSH X	4	0,023569	0,056617	0,093644	0,224951	1,294537	1,29454	0,05	1	0	1
PUSH X	5	0,029461	0,070772	0,093644	0,224951	1,294537	1,29454	0,05	1	0	1
PUSH X	6	0,035353	0,084926	0,093644	0,224951	1,294537	1,29454	0,05	1	0	1
PUSH X	7	0,036976	0,088824	0,093644	0,224951	1,294537	1,29454	0,05	1	0	1
PUSH X	8	0,044854	0,106899	0,093955	0,223917	1,305816	1,29968	0,052118	1,213072	0,95505	1,00947
PUSH X	9	0,051835	0,121178	0,093445	0,218453	1,311442	1,31225	0,053169	1,262137	0,87087	0,99876
PUSH X	10	0,059086	0,134008	0,092717	0,210286	1,321809	1,33228	0,055098	1,335415	0,77763	0,98435
PUSH X	11	0,06641	0,144731	0,091638	0,199712	1,334036	1,35911	0,057362	1,406613	0,67909	0,96344
PUSH X	12	0,073474	0,152684	0,090126	0,18729	1,345956	1,39184	0,059559	1,46683	0,57604	0,93516
PUSH X	13	0,080663	0,159035	0,088508	0,174501	1,361365	1,42893	0,062387	1,536084	0,48636	0,90767
PUSH X	14	0,088466	0,16453	0,086823	0,161475	1,382116	1,47125	0,066174	1,619161	0,40954	0,88251
PUSH X	15	0,096613	0,169246	0,085592	0,149939	1,408209	1,51593	0,070902	1,7126	0,34929	0,86294
PUSH X	16	0,103817	0,172915	0,085294	0,142063	1,435195	1,55467	0,075754	1,800448	0,31025	0,85221
PUSH X	17	0,107846	0,174661	0,085137	0,137883	1,450823	1,57661	0,078546	1,848305	0,29012	0,8468
PUSH X	18	0,110624	0,174563	0,084315	0,133047	1,454971	1,59723	0,079286	1,860699	0,25825	0,8298
PUSH X	19	0,115356	0,177039	0,084698	0,129987	1,479838	1,61959	0,083698	1,932655	0,25168	0,83487
PUSH X	20	0,118604	0,1771	0,083999	0,125428	1,487783	1,64195	0,085102	1,954892	0,22532	0,82103
PUSH X	21	0,118605	0,177043	0,083961	0,12533	1,487429	1,64223	0,085039	1,953908	0,22449	0,82037
PUSH X	22	0,118609	0,177047	0,083963	0,125332	1,487464	1,64223	0,085045	1,954006	0,22452	0,8204
PUSH X	23	0,121968	0,178783	0,084402	0,123719	1,507253	1,65722	0,088527	2,008084	0,22352	0,82721
PUSH X	24	0,129137	0,180297	0,084082	0,117393	1,537767	1,69805	0,093855	2,088271	0,19638	0,82013
PUSH X	25	0,129334	0,18024	0,084008	0,117074	1,537986	1,69961	0,093893	2,088834	0,19453	0,81885

Capítulo 10

PUSH X	26	0,130039	0,180765	0,084279	0,117155	1,543762	1,70176	0,094896	2,103632	0,1969	0,82293
PUSH X	27	0,136853	0,183662	0,085683	0,114991	1,585791	1,73195	0,10214	2,208379	0,19345	0,83834
PUSH X	28	0,142083	0,185732	0,086783	0,113444	1,618252	1,75488	0,107668	2,286371	0,18982	0,85035
PUSH X	29	0,143856	0,186344	0,087113	0,112842	1,628782	1,76289	0,109448	2,31123	0,18784	0,85364
PUSH X	30	0,152586	0,187057	0,087229	0,106935	1,664858	1,81213	0,115497	2,395053	0,15932	0,84406
PUSH X	31	0,152682	0,18696	0,087154	0,10672	1,664432	1,81317	0,115426	2,394074	0,15807	0,84266
PUSH X	32	0,153006	0,187247	0,08736	0,106911	1,667973	1,8137	0,116016	2,402205	0,1596	0,84576
PUSH X	33	0,155707	0,188739	0,088419	0,107177	1,690281	1,8224	0,119712	2,453086	0,16367	0,86027
PUSH X	34	0,159272	0,189996	0,089289	0,106513	1,713947	1,83704	0,123598	2,506501	0,16242	0,87048
PUSH X	35	0,162877	0,190956	0,089947	0,105453	1,735467	1,85303	0,127099	2,554665	0,15875	0,87714
PUSH X	36	0,164639	0,1916	0,090423	0,10523	1,747627	1,85989	0,129062	2,581742	0,15852	0,88292
PUSH X	37	0,17419	0,191862	0,090449	0,099625	1,786874	1,91177	0,135326	2,668636	0,13401	0,8736
PUSH X	38	0,181784	0,193745	0,092012	0,098066	1,834832	1,94349	0,142815	2,774286	0,13013	0,89131
PUSH X	39	0,189199	0,193861	0,0921	0,09437	1,866825	1,98213	0,147699	2,8448	0,11569	0,88704
PUSH X	40	0,189672	0,194096	0,09231	0,094463	1,870988	1,98341	0,148327	2,853992	0,11639	0,88985
PUSH X	41	0,190625	0,194383	0,092566	0,094391	1,877663	1,98692	0,149332	2,868744	0,11652	0,89305
PUSH X	42	0,191583	0,194615	0,092775	0,094244	1,883856	1,99071	0,150259	2,882443	0,11629	0,89553
PUSH X	43	0,193526	0,194925	0,093053	0,093726	1,894913	1,9992	0,151906	2,906943	0,11477	0,89839
PUSH X	44	0,197387	0,195022	0,093478	0,092358	1,912248	2,01854	0,154462	2,945477	0,1087	0,89746
PUSH X	45	0,208614	0,194168	0,093971	0,087463	1,954415	2,07971	0,160537	3,04008	0,0872	0,88314
PUSH X	46	0,216245	0,193403	0,094254	0,084298	1,983085	2,12159	0,164541	3,105356	0,07417	0,87369
PUSH X	47	0,224057	0,192356	0,094392	0,081037	2,011246	2,16544	0,168362	3,170473	0,06132	0,86266
PUSH X	48	0,231865	0,190372	0,093848	0,077054	2,032827	2,21429	0,171206	3,2212	0,04546	0,84281
PUSH X	49	0,239851	0,188006	0,093101	0,072977	2,053885	2,26623	0,173904	3,271521	0,02972	0,82138
PUSH X	50	0,247686	0,186359	0,092921	0,069913	2,08089	2,3131	0,177239	3,337466	0,0194	0,8093
										-	
PUSH X	51	0,263567	0,182459	0,092059	0,06373	2,132048	2,41148	0,1831	3,467978	0,00024	0,78168
PUSH X	52	0,272416	0,180442	0,09162	0,060687	2,161415	2,46529	0,18613	3,54726	-0,0086	0,76867
										-	
PUSH X	53	0,288167	0,177329	0,091852	0,056523	2,214141	2,55771	0,190728	3,701313	0,01919	0,74939

Capítulo 10

											-	
PUSH X	54	0,296171	0,175726	0,092109	0,054651	2,238758	2,60479	0,192367	3,780593	0,02382	0,7387	
PUSH X	55	0,308325	0,171667	0,091308	0,050838	2,264797	2,68893	0,193589	3,872105	-0,0357	0,70941	
											-	
PUSH X	56	0,316294	0,169774	0,091188	0,048946	2,284531	2,73861	0,194024	3,948922	0,03989	0,69588	
											-	
PUSH X	57	0,324505	0,16716	0,084669	0,043615	2,164587	2,79552	0,199652	4,016102	0,04602	0,64	
											-	
PUSH X	58	0,332512	0,164997	0,086142	0,042745	2,177077	2,8483	0,199889	4,090319	0,05018	0,64	
											-	
PUSH X	59	0,340676	0,162439	0,08767	0,041803	2,188787	2,90566	0,200112	4,159903	0,05516	0,64	
											-	
PUSH X	60	0,356756	0,158729	0,090241	0,04015	2,216628	3,008	0,200641	4,325337	0,05981	0,64	
											-	
PUSH X	61	0,364724	0,157152	0,091836	0,03957	2,231399	3,05662	0,200922	4,41311	0,06107	0,64	
											-	
PUSH X	62	0,372897	0,154747	0,093705	0,038886	2,243849	3,11461	0,201159	4,487086	0,06448	0,64	
											-	
PUSH X	63	0,380926	0,153155	0,095247	0,038295	2,258881	3,16428	0,201445	4,576408	0,06544	0,64	
											-	
PUSH X	64	0,388885	0,152505	0,096427	0,037815	2,277142	3,20396	0,201792	4,684918	0,06382	0,64	
											-	
PUSH X	65	0,3968	0,151622	0,097645	0,037312	2,294413	3,24582	0,20212	4,787543	0,06296	0,64	
											-	
PUSH X	66	0,404814	0,150559	0,0989	0,036783	2,311251	3,28998	0,20244	4,887597	0,06258	0,64	
											-	
PUSH X	67	0,413096	0,14757	0,100782	0,036002	2,321393	3,35696	0,202633	4,947862	0,06692	0,64	
PUSH X	68	0,425207	0,145216	0,102774	0,035099	2,344238	3,43331	0,203068	5,08361	-0,0679	0,64	
											-	
PUSH X	69	0,433149	0,144223	0,103844	0,034576	2,361419	3,47713	0,203394	5,185705	0,06719	0,64	
											-	
PUSH X	70	0,443279	0,14209	0,105809	0,033916	2,379815	3,54386	0,203744	5,295013	0,06832	0,64	

Tabla 41. Curva Pushover Demanda Capacidad - FEMA 440

Periodo	Sa 5% (m)	Sd (g)	Sa 9.39%
0	0,4	0	0,065812
0,1	0,4	0,000993961	0,065812
0,2	0,4	0,003975843	0,065812
0,3	0,4	0,008945647	0,065812
0,4	0,4	0,015903373	0,065812
0,5	0,4	0,02484902	0,065812
0,6	0,4	0,035782589	0,065812
0,7	0,4	0,04870408	0,065812
0,8	0,36	0,057252143	0,03364505
0,9	0,32	0,064408661	0,02990671
1	0,288	0,071565178	0,02691604
1,2	0,24	0,085878214	0,02243003
1,5	0,192	0,107347768	0,01794403
1,7	0,169412	0,121660972	0,01583296
2	0,144	0,143130357	0,01345802
2,5	0,1152	0,178912946	0,01076642
3	0,096	0,214695535	0,00897201
3,5	0,082286	0,250478994	0,0076903
4	0,072	0,286260714	0,00672901
5	0,0576	0,357825892	0,00538321
8	0,02592	0,412215428	0,0033645
11	0,01371	0,412222882	0,00244691
15	0,007373	0,41222661	0,0017944

Tabla 44. Datos para espectros de demanda al 5% de apercibimiento y capacidad según FEMA 440

B_{ef}	6,6
B	1,0773162
M	0,887

Tabla 42. Coeficientes de reducción de espectro de demanda para punto de desempeño según FEMA 440

Periodo	Sa Reducido (m)	Sd Reducido (g)
0	0,329336922	0
0,1	0,329336922	0,00081837
0,2	0,329336922	0,00327348
0,3	0,329336922	0,00736533
0,4	0,329336922	0,01309392
0,5	0,329336922	0,02045925
0,6	0,329336922	0,029461319
0,7	0,329336922	0,040100129
0,8	0,29640323	0,047138111
0,9	0,263469538	0,053030375
1	0,237122584	0,058922639
1,2	0,197602153	0,070707167
1,5	0,158081723	0,088383958
1,7	0,139484067	0,100168625
2	0,118561292	0,117845278
2,5	0,094849034	0,147306597
3	0,079040861	0,176767917
3,5	0,067749545	0,206229953
4	0,059280646	0,235690556
5	0,047424517	0,294613195
8	0,021341033	0,339394401

Tabla 43. Datos para espectros de demanda y capacidad reducidos según FEMA 440

TABLE: Pushover Curve Demand Capacity -ATC 40									
TABLE: Pushover Curve Demand Capacity - ATC40									
LoadCase	Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPhi
Text	Unitless	Sec	Unitless	m	Unitless	m	Unitless	Unitless	Unitless
PUSH Y	0	1,294537	0,05	0	0	0,093644	0,224951	1	1
PUSH Y	1	1,294537	0,05	0,036976	0,088824	0,093644	0,224951	0,74594	-0,06618
PUSH Y	2	1,309583	0,053563	0,051002	0,119719	0,093185	0,218736	0,73745	-0,070763
PUSH Y	3	1,36262	0,065285	0,067667	0,146712	0,092183	0,199868	0,72285	-0,075426
PUSH Y	4	1,376063	0,068268	0,0707	0,150308	0,09196	0,195506	0,72247	-0,074005
PUSH Y	5	1,386775	0,070614	0,072944	0,152693	0,091798	0,192159	0,72263	-0,072441
PUSH Y	6	1,39219	0,071776	0,074057	0,153819	0,091727	0,190519	0,72289	-0,071544
PUSH Y	7	1,406047	0,074692	0,076827	0,156443	0,091564	0,18645	0,7231	-0,069718
PUSH Y	8	1,419493	0,077454	0,079427	0,158687	0,091428	0,182664	0,72366	-0,067767
PUSH Y	9	1,438571	0,081215	0,083073	0,161599	0,091281	0,177564	0,72364	-0,065634
PUSH Y	10	1,456197	0,084463	0,08652	0,164254	0,091203	0,173143	0,72292	-0,064216
PUSH Y	11	1,465191	0,086135	0,088192	0,165378	0,091152	0,170928	0,72284	-0,063312
PUSH Y	12	1,766828	0,128766	0,143134	0,184584	0,097167	0,125306	0,69139	-0,044098
PUSH Y	13	1,76971	0,128675	0,144076	0,185193	0,097361	0,125147	0,69065	-0,044379
PUSH Y	14	1,78284	0,129817	0,146956	0,186124	0,097858	0,123939	0,69192	-0,043535
PUSH Y	15	1,791126	0,1294	0,14985	0,188037	0,098446	0,123533	0,69188	-0,043564
PUSH Y	16	1,802481	0,129376	0,153368	0,190034	0,099111	0,122806	0,69147	-0,043675
PUSH Y	17	1,836925	0,130975	0,162619	0,194011	0,100663	0,120095	0,68799	-0,043951
PUSH Y	18	1,844106	0,131465	0,164415	0,194629	0,100937	0,119486	0,68743	-0,043725
PUSH Y	19	1,859365	0,132339	0,168418	0,196109	0,10155	0,118247	0,68557	-0,04392
PUSH Y	20	1,878723	0,134174	0,172765	0,197047	0,102122	0,116475	0,68274	-0,043613
PUSH Y	21	1,926766	0,140365	0,181731	0,197065	0,103025	0,111719	0,67535	-0,041889
PUSH Y	22	1,927752	0,140216	0,182191	0,197362	0,10311	0,111696	0,6752	-0,041842
PUSH Y	23	1,931441	0,140172	0,183399	0,197912	0,1033	0,111475	0,67442	-0,0419
PUSH Y	24	2,091753	0,152342	0,221826	0,204094	0,109069	0,100351	0,64597	-0,041735

Capítulo 10

PUSH Y	25	2,551272	0,182479	0,338627	0,209434	0,124232	0,076835	0,58995	-0,040863
PUSH Y	26	2,713139	0,198854	0,372469	0,203697	0,128604	0,070331	0,57814	-0,039944
PUSH Y	27	2,98573	0,219443	0,436021	0,1969	0,135274	0,061088	0,56101	-0,039787
PUSH Y	28	3,581683	0,256574	0,581026	0,182331	0,152541	0,047869	0,53172	-0,044375
PUSH Y	29	4,168771	0,301578	0,704917	0,163291	0,166291	0,03852	0,51068	-0,051112
PUSH Y	30	4,478515	0,321053	0,772924	0,155134	0,17457	0,035038	0,49856	-0,057342
PUSH Y	31	4,81586	0,334926	0,856454	0,14866	0,183149	0,03179	0,48436	-0,065386
PUSH Y	32	4,948694	0,335318	0,897295	0,1475	0,187149	0,030764	0,47801	-0,069126
PUSH Y	33	4,965552	0,336468	0,900791	0,147071	0,187339	0,030587	0,47747	-0,069407
PUSH Y	34	5,118643	0,33264	0,95604	0,146894	0,194119	0,029826	0,46937	-0,074984
PUSH Y	35	5,158188	0,329447	0,974508	0,147445	0,196556	0,029739	0,46758	-0,075899
PUSH Y	36	5,185878	0,32634	0,989228	0,148078	0,198508	0,029715	0,46629	-0,076543
PUSH Y	37	5,236372	0,326052	1,006779	0,147813	0,200535	0,029442	0,46487	-0,077139
PUSH Y	38	5,285844	0,324614	1,026291	0,14787	0,202821	0,029223	0,46371	-0,077509
PUSH Y	39	5,42461	0,323878	1,075805	0,147176	0,208094	0,028468	0,46276	-0,076859
PUSH Y	40	5,511848	0,326151	1,101955	0,146019	0,21043	0,027884	0,46339	-0,075557
PUSH Y	41	6,267329	0,385707	1,241972	0,127288	0,215791	0,022116	0,50698	-0,030656

Tabla 45. Curva Pushover Demanda Capacidad -ATC 40

Capítulo 10

Periodo	Sa Reducido (m)	Sd Reducido (g)
0	0,323752318	0
0,1	0,323752318	0,000804493
0,2	0,323752318	0,003217971
0,3	0,323752318	0,007240435
0,4	0,323752318	0,012871885
0,5	0,323752318	0,02011232
0,6	0,323752318	0,028961741
0,7	0,323752318	0,039420147
0,8	0,307448274	0,048894646
0,9	0,273287355	0,055006476
1	0,245958619	0,061118307
1,2	0,204965516	0,073341969
1,5	0,163972413	0,091677461
1,7	0,144681541	0,103901122
2	0,12297931	0,122236614
2,5	0,098383448	0,152795768
3	0,081986206	0,183354922
3,5	0,070273891	0,213914075
4	0,061489655	0,244473229
5	0,049191724	0,305591536
8	0,030744827	0,488946458

Tabla 46. Datos para espectros de demanda y capacidad reducidos según ATC 40

Bef	9
Ca	0,16
Cv	0,288
SRA	0,809380796
SRv	0,854022984

Tabla 48. Coeficientes de reducción de espectro de demanda para punto de desempeño según ATC 40

Periodo	Sa 5% (m)	Sd (g)	Sa 11%
0	0,4	0	0,0351448
0,1	0,4	0,000993961	0,0351448
0,2	0,4	0,003975843	0,0351448
0,3	0,4	0,008945647	0,0351448
0,4	0,4	0,015903373	0,0351448
0,5	0,4	0,02484902	0,0351448
0,6	0,4	0,035782589	0,0351448
0,7	0,4	0,04870408	0,0351448
0,8	0,36	0,057252143	0,00954394
0,9	0,32	0,064408661	0,0084835
1	0,288	0,071565178	0,00763515
1,2	0,24	0,085878214	0,00636263
1,5	0,192	0,107347768	0,0050901
1,7	0,169412	0,121660972	0,00449127
2	0,144	0,143130357	0,00381758
2,5	0,1152	0,178912946	0,00305406
3	0,096	0,214695535	0,00254505
3,5	0,082286	0,250478994	0,00218147
4	0,072	0,286260714	0,00190879
5	0,0576	0,357825892	0,00152703
8	0,02592	0,412215428	0,00095439
11	0,01371	0,412222882	0,0006941
15	0,007373	0,41222661	0,00050901

Tabla 47. Datos para espectros de demanda al 5% de apercibimiento y capacidad según ATC 40

TABLE: Pushover Curve Demand Capacity - FEMA 440											
LoadCase	Step	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Teff	Tsecant	Beff	Ductility	Alpha	ModFact
Text	Unitless	m	Unitless	m	Unitless	Sec	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
PUSH Y	0	0	0	0,093644	0,224951	1,29454	1,294537	0,05	1	0	1
PUSH Y	1	0,036976	0,088824	0,093644	0,224951	1,29454	1,294537	0,05	1	0	1
PUSH Y	2	0,051002	0,119719	0,094711	0,222317	1,32911	1,309583	0,05645	1,379342	0,916926	1,030042
PUSH Y	3	0,067667	0,146712	0,092379	0,200292	1,34975	1,36262	0,06026	1,484639	0,701525	0,981197
PUSH Y	4	0,0707	0,150308	0,091592	0,194725	1,352	1,376063	0,06067	1,494954	0,652711	0,965331
PUSH Y	5	0,072944	0,152693	0,09099	0,190468	1,35421	1,386775	0,06108	1,504921	0,616703	0,953589
PUSH Y	6	0,074057	0,153819	0,090705	0,188397	1,35565	1,39219	0,06134	1,511331	0,599899	0,948202
PUSH Y	7	0,076827	0,156443	0,090009	0,183284	1,35989	1,406047	0,06212	1,529793	0,560157	0,935426
PUSH Y	8	0,079427	0,158687	0,089364	0,17854	1,36455	1,419493	0,06297	1,549493	0,525396	0,924087
PUSH Y	9	0,083073	0,161599	0,088527	0,172208	1,37252	1,438571	0,06443	1,581927	0,482898	0,910279
PUSH Y	10	0,08652	0,164254	0,087877	0,166829	1,38195	1,456197	0,06614	1,618546	0,451265	0,90063
PUSH Y	11	0,088192	0,165378	0,087512	0,164104	1,3863	1,465191	0,06693	1,634848	0,435061	0,89521
PUSH Y	12	0,143134	0,184584	0,086696	0,111802	1,6251	1,766828	0,10883	2,302564	0,181255	0,846005
PUSH Y	13	0,144076	0,185193	0,087092	0,111947	1,63314	1,76971	0,11018	2,321455	0,183269	0,851611
PUSH Y	14	0,146956	0,186124	0,087624	0,110978	1,65034	1,78284	0,11307	2,36155	0,18001	0,856884
PUSH Y	15	0,14985	0,188037	0,088943	0,111609	1,67607	1,791126	0,11736	2,420745	0,186184	0,875655
PUSH Y	16	0,153368	0,190034	0,090331	0,111926	1,70482	1,802481	0,1221	2,485966	0,189964	0,894575
PUSH Y	17	0,162619	0,194011	0,093065	0,111103	1,76987	1,836925	0,13263	2,631059	0,188039	0,928322
PUSH Y	18	0,164415	0,194629	0,093476	0,110655	1,78112	1,844106	0,13442	2,655939	0,186485	0,932859
PUSH Y	19	0,168418	0,196109	0,094508	0,110047	1,80738	1,859365	0,13855	2,713833	0,184076	0,94486
PUSH Y	20	0,172765	0,197047	0,095034	0,108391	1,82949	1,878723	0,14199	2,762515	0,176805	0,948271
PUSH Y	21	0,181731	0,197065	0,094516	0,102492	1,85877	1,926766	0,14648	2,827031	0,151147	0,930667
PUSH Y	22	0,182191	0,197362	0,094773	0,102665	1,86329	1,927752	0,14716	2,83699	0,152062	0,934236
PUSH Y	23	0,183399	0,197912	0,095234	0,10277	1,87287	1,931441	0,14861	2,858154	0,152819	0,940272

Capítulo 10

PUSH Y	24	0,221826	0,204094	0,101478	0,093367	2,06924	2,091753	0,17582	3,308806	0,115775	0,978591
PUSH Y	25	0,338627	0,209434	0,093858	0,05805	2,25885	2,551272	0,20144	4,576229	0,049832	0,783902
PUSH Y	26	0,372469	0,203697	0,091448	0,050011	2,29498	2,713139	0,20213	4,7909	0,023924	0,715505
PUSH Y	27	0,436021	0,1969	0,089212	0,040287	2,39054	2,98573	0,20395	5,358752	0,001692	0,641049
PUSH Y	28	0,581026	0,182331	0,106841	0,033528	2,62957	3,581683	0,20477	6,772133	-0,01998	0,64
PUSH Y	29	0,704917	0,163291	0,124653	0,028875	2,79184	4,168771	0,20593	7,829411	-0,03588	0,64
PUSH Y	30	0,772924	0,155134	0,134755	0,027047	2,88435	4,478515	0,20547	8,506388	-0,03854	0,64
PUSH Y	31	0,856454	0,14866	0,144628	0,025104	3,00379	4,81586	0,20386	9,472554	-0,03724	0,64
PUSH Y	32	0,897295	0,1475	0,14822	0,024365	3,06688	4,948694	0,2026	10,029794	-0,03474	0,64
PUSH Y	33	0,900791	0,147071	0,148633	0,024267	3,07048	4,965552	0,20252	10,062693	-0,03488	0,64
PUSH Y	34	0,95604	0,146894	0,153814	0,023633	3,15651	5,118643	0,20035	10,884147	-0,03074	0,64
PUSH Y	35	0,974508	0,147445	0,155299	0,023497	3,1868	5,158188	0,19947	11,190925	-0,02896	0,64
PUSH Y	36	0,989228	0,148078	0,156372	0,023407	3,21136	5,185878	0,19872	11,446742	-0,02745	0,64
PUSH Y	37	1,006779	0,147813	0,158129	0,023216	3,23487	5,236372	0,19798	11,697826	-0,02665	0,64
PUSH Y	38	1,026291	0,14787	0,159881	0,023036	3,26212	5,285844	0,19707	11,996864	-0,0255	0,64
PUSH Y	39	1,075805	0,147176	0,164562	0,022513	3,32407	5,42461	0,19486	12,709784	-0,02359	0,64
PUSH Y	40	1,101955	0,146019	0,167285	0,022167	3,3513	5,511848	0,19382	13,038547	-0,02332	0,64
PUSH Y	41	1,241972	0,127288	0,184375	0,018896	3,43028	6,267329	0,1906	14,050537	-0,03069	0,64

Tabla 49. Curva pushover demanda capacidad FEMA 440

Capítulo 10

Periodo	Sa 5% (m)	Sd (g)	Sa 9.39%
0	0,4	0	0,0740772
0,1	0,4	0,000993961	0,0740772
0,2	0,4	0,003975843	0,0740772
0,3	0,4	0,008945647	0,0740772
0,4	0,4	0,015903373	0,0740772
0,5	0,4	0,02484902	0,0740772
0,6	0,4	0,035782589	0,0740772
0,7	0,4	0,04870408	0,0740772
0,8	0,36	0,057252143	0,04294439
0,9	0,32	0,064408661	0,03817279
1	0,288	0,071565178	0,03435551
1,2	0,24	0,085878214	0,02862959
1,5	0,192	0,107347768	0,02290367
1,7	0,169412	0,121660972	0,02020912
2	0,144	0,143130357	0,01717776
2,5	0,1152	0,178912946	0,0137422
3	0,096	0,214695535	0,01145184
3,5	0,082286	0,250478994	0,00981586
4	0,072	0,286260714	0,00858888
5	0,0576	0,357825892	0,0068711
8	0,02592	0,412215428	0,00429444
11	0,01371	0,412222882	0,00312323
15	0,007373	0,41222661	0,00229037

Tabla 52. Datos para espectros de demanda al 5% de apercibimiento y capacidad según FEMA 440

B_{ef}	6,7
B	1,081697218
M	0,897

Tabla 50. Coeficientes de reducción de espectro de demanda para punto de desempeño según FEMA 440

Periodo	Sa Reducido (m)	Sd Reducido (g)
0	0,331700955	0
0,1	0,331700955	0,000824244
0,2	0,331700955	0,003296978
0,3	0,331700955	0,007418199
0,4	0,331700955	0,01318791
0,5	0,331700955	0,020606109
0,6	0,331700955	0,029672798
0,7	0,331700955	0,040387974
0,8	0,298530859	0,047476476
0,9	0,265360764	0,053411036
1	0,238824688	0,059345595
1,2	0,199020573	0,071214714
1,5	0,159216458	0,089018393
1,7	0,140485305	0,100887652
2	0,119412344	0,11869119
2,5	0,095529875	0,148363988
3	0,079608229	0,178036785
3,5	0,068235862	0,207710304
4	0,059706172	0,23738238
5	0,047764938	0,296727975
8	0,021494222	0,341830628

Tabla 51. Datos para espectros de demanda y capacidad reducidos según FEMA 440

Curva	Ángulo	C. Axial	My (tn/m ²)	φy	Mu (tn/m ²)	φu	Ángulo	A		B		C		D	
								M/My	Cu/SF	M/My	Cu/SF	M/My	Cu/SF	M/My	Cu/SF
1	0	-440	32,5146	0,005396	32,5146	0,005396	0	0	0	1	0,0053957	1,0000	0,0053957	0	0,0053957
2	0	-350	50,3793	0,006384	50,825	0,0105	0	0	0	1	0,0063844	1,0088	0,0105000	0	0,0105000
3	0	-250	69,3016	0,007606	70,461	0,0119	0	0	0	1	0,0076060	1,0167	0,0119000	0	0,0119000
4	0	-150	84,3105	0,00696	85,616	0,0144	0	0	0	1	0,0069600	1,0155	0,0144000	0	0,0144000
5	0	0	77,2288	0,005611	80,084	0,0506	0	0	0	1	0,0056110	1,0370	0,0506000	0	0,0506000
6	0	150	56,4134	0,004621	77,757	0,0965	0	0	0	1	0,0046210	1,3783	0,0965000	0	0,0965000
7	90	-440	15,1308	0,011	15,1308	0,011	90	0	0	1	0,0110000	1,0000	0,0110000	0	0,0110000
8	90	-350	23,3681	0,0131	23,823	0,0213	90	0	0	1	0,0131000	1,0195	0,0213000	0	0,0213000
9	90	-250	32,1456	0,0158	32,531	0,0241	90	0	0	1	0,0158000	1,0120	0,0241000	0	0,0241000
10	90	-150	36,1609	0,0134	37,101	0,031	90	0	0	1	0,0134000	1,0260	0,0310000	0	0,0310000
11	90	0	33,5648	0,0111	34,58	0,06	90	0	0	1	0,0111000	1,0302	0,0600000	0	0,0600000
12	90	150	23,273	0,009087	26,438	0,1175	90	0	0	1	0,0090870	1,1360	0,1175000	0	0,1175000

Tabla 53. Datos de diagrama de curvatura columna reforzada

LStoCP	CPToC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total	Rotulas Plasticas
Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
0	0	0	0	0	1214	0
0	0	0	0	0	1214	1
0	0	0	0	0	1214	53
0	0	1	0	1	1214	86
0	0	2	0	1	1214	89
0	0	2	0	1	1214	104
0	0	2	0	1	1214	105
0	0	2	0	1	1214	105
0	0	2	0	1	1214	108
0	0	2	0	1	1214	108
1	0	2	0	1	1214	122
1	0	2	0	1	1214	123
0	0	3	0	1	1214	132
0	0	3	0	1	1214	132
0	0	3	0	1	1214	135
1	0	4	0	1	1214	135
1	0	6	0	1	1214	137
1	0	6	0	1	1214	137
1	0	7	0	1	1214	137
1	0	7	0	1	1214	138
1	0	7	0	1	1214	139
1	0	7	0	1	1214	139
1	0	7	0	1	1214	139
1	0	7	0	1	1214	139
1	0	7	0	1	1214	139
1	0	7	0	1	1214	140
1	0	7	0	1	1214	140
1	0	7	0	1	1214	140
1	0	7	0	1	1214	140
1	0	7	0	1	1214	140
1	0	7	0	1	1214	140
1	0	7	0	1	1214	140
1	0	7	0	1	1214	140
1	0	10	0	1	1214	140
1	0	10	0	1	1214	140
1	0	10	0	1	1214	140
1	0	10	0	1	1214	140
1	0	10	0	1	1214	140
1	0	11	0	1	1214	141
1	0	18	0	1	1214	141
1	0	19	0	1	1214	141

1	0	21	0	1	1214	142
1	0	21	0	1	1214	143
1	0	21	0	1	1214	143
1	0	25	0	1	1214	143
1	0	25	0	1	1214	143
1	0	25	0	1	1214	143
1	0	25	0	1	1214	143
1	0	25	0	1	1214	143
1	0	25	0	1	1214	143
1	0	25	0	1	1214	143
1	0	25	0	1	1214	143
1	0	25	0	1	1214	143
1	0	25	0	1	1214	143
1	0	25	0	1	1214	143
1	0	25	0	1	1214	143
1	0	25	0	1	1214	143
1	0	25	0	1	1214	143
1	0	25	0	1	1214	143
1	0	25	0	1	1214	143
1	0	25	0	1	1214	143
1	0	25	0	1	1214	143
1	0	25	0	1	1214	143
1	0	25	0	1	1214	143
1	0	25	0	1	1214	143
1	0	25	0	1	1214	143
1	0	25	0	1	1214	143
1	0	25	0	1	1214	143
1	0	25	0	1	1214	143
1	0	27	0	1	1214	143
1	0	28	0	1	1214	143
1	0	29	0	1	1214	143
1	0	30	0	1	1214	143
1	0	37	0	1	1214	143
1	0	37	0	1	1214	143
1	0	37	0	1	1214	143
1	0	35	0	3	1214	143
1	0	35	0	3	1214	143

Tabla 54. Niveles de desempeño de las rotulas para diversos estados de carga lateral en x en edificación sin refuerzo.

Capítulo 10

LStoCP	CPToC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total	Rotulas Plásticas
Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
0	0	0	0	0	1214	0
0	0	0	0	0	1214	0
0	0	0	0	0	1214	0
0	0	0	0	0	1214	0
0	0	0	0	0	1214	0
0	0	0	0	0	1214	0
0	0	0	0	0	1214	0
0	0	0	0	0	1214	1
0	0	0	0	0	1214	11
0	0	0	0	0	1214	26
0	0	0	0	0	1214	45
0	0	0	0	0	1214	70
0	0	0	0	0	1214	107
0	0	0	0	0	1214	148
0	0	0	0	0	1214	187
0	0	0	0	0	1214	208
0	0	1	0	0	1214	229
0	0	1	0	0	1214	236
0	0	1	0	0	1214	238
0	0	1	0	0	1214	250
0	0	1	0	0	1214	251
0	0	1	0	0	1214	251
0	0	1	0	0	1214	251
0	0	1	0	0	1214	258
0	0	2	0	0	1214	260
0	0	2	0	0	1214	260
0	0	2	0	0	1214	260
1	0	4	0	0	1214	266
1	0	6	0	0	1214	272
1	0	7	0	0	1214	272
1	0	10	0	0	1214	272
1	0	10	0	0	1214	272
1	0	10	0	0	1214	272
1	0	11	0	0	1214	272
1	0	12	0	0	1214	274
0	0	13	0	0	1214	275
0	0	13	0	0	1214	276
0	0	22	0	0	1214	276

Capítulo 10

LStoCP	CPToC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total	Rotulas Plásticas
Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
0	0	0	0	0	1214	0
0	0	0	0	0	1214	1
0	0	0	0	0	1214	14
0	0	0	0	0	1214	74
1	0	0	0	1	1214	81
0	0	2	0	1	1214	98
0	0	2	0	1	1214	103
0	0	2	0	1	1214	104
0	0	2	0	1	1214	107
0	0	3	0	1	1214	131
0	0	3	0	1	1214	134
0	0	3	0	1	1214	135
1	0	6	0	1	1214	136
1	0	7	0	1	1214	138
1	0	7	0	1	1214	139
1	0	7	0	1	1214	139
1	0	7	0	1	1214	139
1	0	7	0	1	1214	140
1	0	7	0	1	1214	141
1	0	7	0	1	1214	141
1	0	9	0	1	1214	141
1	0	10	0	1	1214	141
1	0	10	0	1	1214	141
1	0	10	0	1	1214	142
1	0	10	0	1	1214	145
1	0	10	0	1	1214	146
1	0	11	0	1	1214	146
1	0	11	0	1	1214	146
1	0	13	0	1	1214	146
1	0	13	0	1	1214	146
1	0	21	0	1	1214	146
1	0	24	0	1	1214	146
1	0	25	0	1	1214	146
1	0	25	0	1	1214	146
1	0	31	0	1	1214	146
1	0	37	0	1	1214	147
1	0	37	0	1	1214	147
1	0	37	0	1	1214	147

1	0	37	0	1	1214	147
1	0	35	2	1	1214	147
1	0	35	0	3	1214	147
1	0	29	1	8	1214	147
1	0	29	0	9	1214	147
1	0	26	0	12	1214	147
1	0	21	0	17	1214	147
1	0	15	2	21	1214	147
1	0	11	0	27	1214	147
1	0	9	2	27	1214	147
1	0	1	0	37	1214	147

Tabla 56. Niveles de desempeño de las rotulas para diversos estados de carga lateral en y en edificación sin refuerzo.

LStoCP	CPToC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total	Rotulas Plásticas
Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
0	0	0	0	0	1214	0
0	0	0	0	0	1214	1
0	0	0	0	0	1214	26
0	0	0	0	0	1214	75
0	0	0	0	0	1214	91
0	0	0	0	0	1214	104
0	0	0	0	0	1214	112
0	0	0	0	0	1214	124
0	0	0	0	0	1214	141
0	0	0	0	0	1214	162
0	0	0	0	0	1214	183
0	0	0	0	0	1214	191
0	0	7	0	0	1214	257
0	0	7	0	0	1214	261
1	0	8	0	0	1214	267
1	0	9	0	0	1214	280
1	0	10	0	0	1214	285
0	0	13	0	0	1214	303
0	0	14	0	0	1214	305
0	0	15	0	0	1214	307
0	0	16	0	0	1214	307

0	0	25	0	0	1214	307
0	0	25	0	0	1214	307
0	0	25	0	0	1214	307
0	0	39	0	0	1214	308
0	0	40	0	0	1214	308
0	0	40	0	0	1214	308
0	0	38	0	2	1214	308
0	0	32	0	8	1214	308
0	0	32	0	8	1214	308
0	0	28	0	12	1214	308
0	0	24	0	16	1214	308
0	0	22	0	18	1214	308
0	0	21	1	18	1214	308
0	0	18	0	22	1214	310
0	0	16	0	24	1214	310
0	0	16	0	24	1214	310
0	0	16	0	24	1214	310
0	0	14	0	26	1214	310
0	0	10	0	30	1214	310
0	0	10	0	30	1214	310
0	0	4	0	36	1214	310

Tabla 57. Niveles de desempeño de las rotulas para diversos estados de carga lateral en y en edificación con refuerzo.

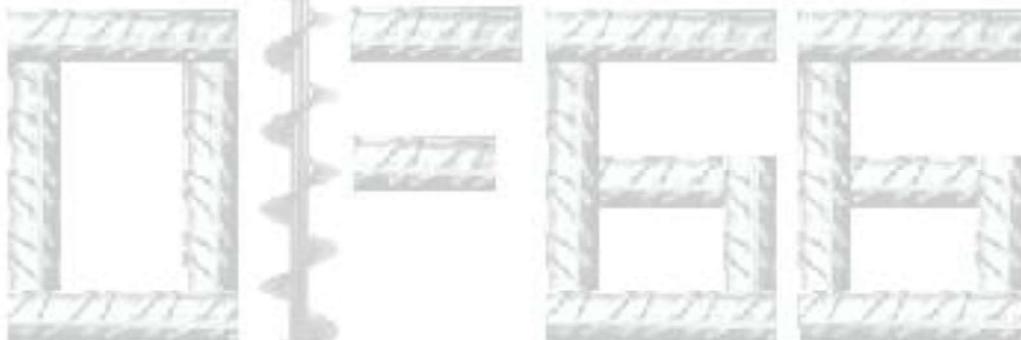


OSCAR FERNANDO GARCIA GUARDO.
Estudios de suelo, Diseños de Pavimentos, Estudios sísmicos, Laboratorio,
Diseño, Asesoría y Construcción de cimentaciones

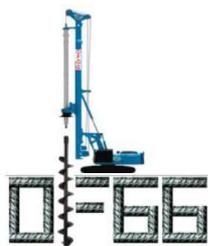
4.1 SISMICIDAD DEL ENTORNO

La ciudad de Cartagena de Indias, departamento de Bolívar, se encuentra localizada en zona de amenaza sísmica BAJA, Según lo establecido en el Título A de la norma colombiana de diseño sismo resistente (NSR-10), en el aparte A-2-4, los efectos locales de respuesta sísmica del proyecto deben evaluarse utilizando los siguientes parámetros básicos:

- Valor del coeficiente A_a (Aceleración horizontal pico efectiva en roca): 0.10.
- Valor del coeficiente A_v . (Velocidad horizontal pico efectiva en roca): 0.10



**OSCAR FERNANDO
GARCIA GUARDO**



OSCAR FERNANDO GARCIA GUARDO.

Estudios de suelo, Diseños de Pavimentos, Estudios sísmicos, Laboratorio,
Diseño, Asesoría y Construcción de cimentaciones

Tabla 4-1 Valores de A_s , A_v y nivel de amenaza sísmica para los municipios del Atlántico.

Departamento de Bolívar						
Municipio	Código Municipio	A_s	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Cartagena	13001	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Achí	13006	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Altos del Rosario	13030	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.03
Arenal	13042	0.15	0.15	Intermedia	0.05	0.04
Arjona	13052	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Arroyohondo	13062	0.10	0.10	Baja	0.07	0.04
Barranco de Loba	13074	0.15	0.15	Intermedia	0.05	0.03
Calamar	13140	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
Cantagallo	13160	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Cicuco	13188	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Clemencia	13222	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Córdoba	13212	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
El Carmen de Bolívar	13244	0.10	0.15	Intermedia	0.08	0.04
El Guamo	13248	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
El Peñón	13268	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Hatillo de Loba	13300	0.15	0.10	Intermedia	0.05	0.03
Magangue	13430	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Mahates	13433	0.10	0.10	Baja	0.08	0.03
Margarita	13440	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
María la Baja	13442	0.10	0.15	Intermedia	0.07	0.03
Mompós	13468	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Montecristo	13458	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Morales	13473	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Pinillos	13549	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.03
Regidor	13580	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Río Viejo	13600	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.04
San Cristóbal	13620	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
San Estanislao	13647	0.10	0.10	Baja	0.06	0.03
San Fernando	13650	0.10	0.10	Baja	0.04	0.03
San Jacinto	13654	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
San Jacinto del Cauca	13655	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
San Juan Nepomuceno	13657	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
San Martín de Loba	13667	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.04
San Pablo	13670	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.04
Santa Catalina	13673	0.10	0.10	Baja	0.06	0.03



OSCAR FERNANDO
GARCIA GUARDO

Bella Vista Cr 58 N 6-66 Mz P Cartagena
Cel: 3003393722

Email: oscarfernando2468@hotmail.com – oguardo@uninorte.edu.co



OSCAR FERNANDO GARCIA GUARDO.
 Estudios de suelo, Diseños de Pavimentos, Estudios sísmicos, Laboratorio,
 Diseño, Asesoría y Construcción de cimentaciones

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{v}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{s}_{u1} \geq 100$ kPa (≈ 1 kgf/cm ²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$, o $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_{u1} \geq 50$ kPa (≈ 0.5 kgf/cm ²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$180 \text{ m/s} > \bar{v}_s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_{u1}$
F	<p>Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases:</p> <p>F₁ — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.</p> <p>F₂ — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).</p> <p>F₃ — Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con Índice de Plasticidad IP > 75)</p> <p>F₄ — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 36 m)</p>	

La tabla N° 5-2, muestra la clasificación de los perfiles del suelo.

Tabla 4-2 Perfiles de Suelos. NSR-10



OSCAR FERNANDO
GARCIA GUARDO



OSCAR FERNANDO GARCIA GUARDO.
Estudios de suelo, Diseños de Pavimentos, Estudios sísmicos, Laboratorio,
Diseño, Asesoría y Construcción de cimentaciones

Basándonos en que el número medio de golpes corregidos, registrados en el ensayo de Penetración Estándar (SPT) y estudios previos, se considera un **perfil del suelo tipo D**.

En relación al tipo de suelo, se consideran los coeficientes de amplificación F_a y F_v del suelo, para las zonas de periodos cortos y periodos intermedios del espectro, los valores se detallan a continuación, como se muestra en los siguientes gráficos.

F_a – 1.6

F_v – 2.4

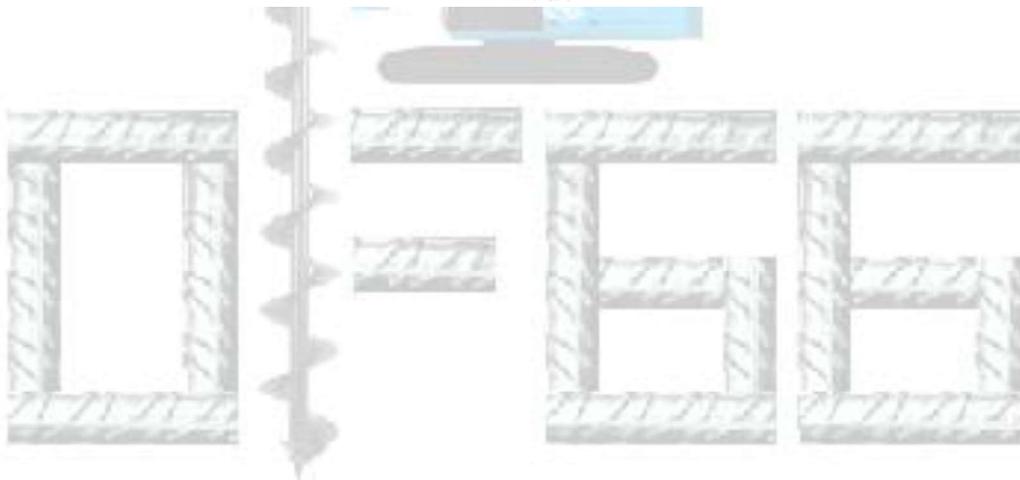
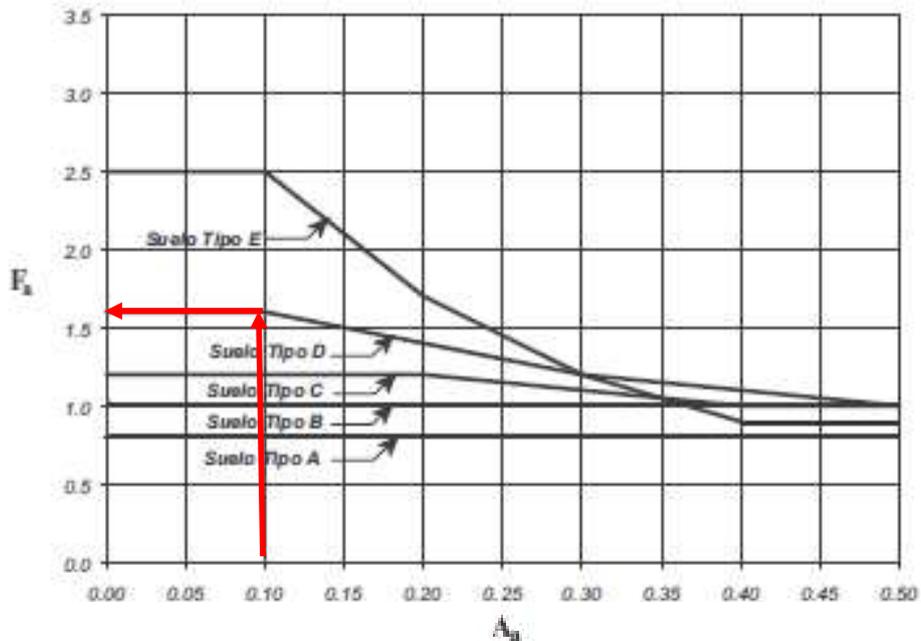


**OSCAR FERNANDO
GARCIA GUARDO**



OSCAR FERNANDO GARCIA GUARDO.
Estudios de suelo, Diseños de Pavimentos, Estudios sísmicos, Laboratorio,
Diseño, Asesoría y Construcción de cimentaciones

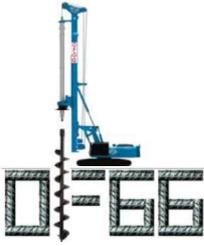
Figura 5-1 Coeficiente F_a para la zona de períodos cortos del espectro.



**OSCAR FERNANDO
GARCIA GUARDO**

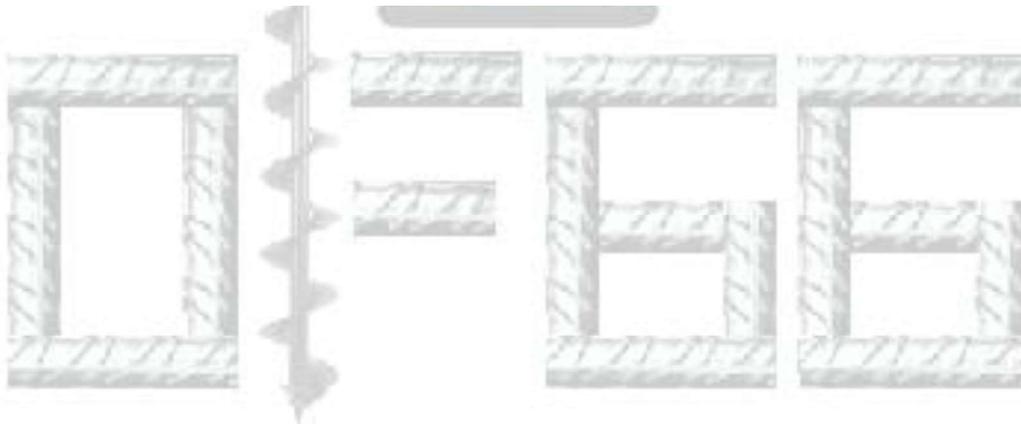
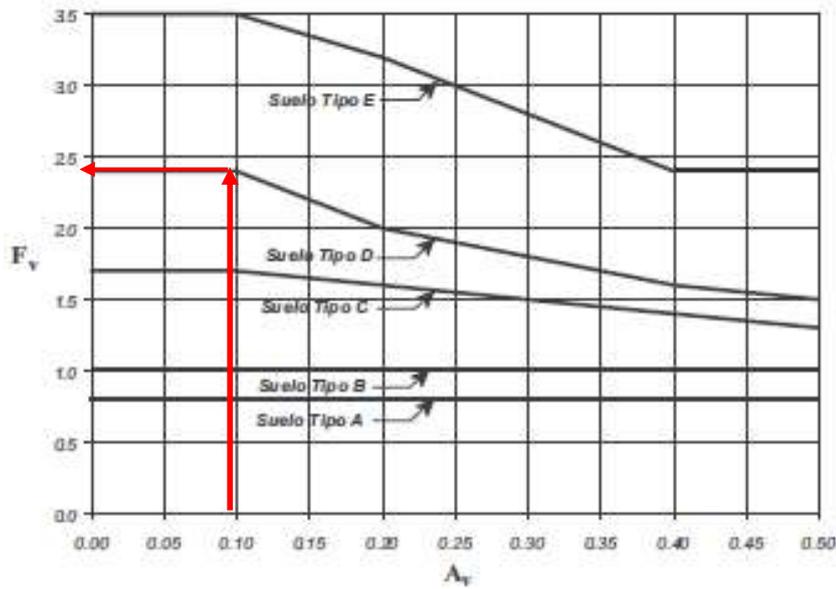
Bella Vista Cr 58 N 6-66 Mz P Cartagena
Cel: 3003393722

Email: oscarfernando2468@hotmail.com – oguardo@uninorte.edu.co



OSCAR FERNANDO GARCIA GUARDO.
Estudios de suelo, Diseños de Pavimentos, Estudios sísmicos, Laboratorio,
Diseño, Asesoría y Construcción de cimentaciones

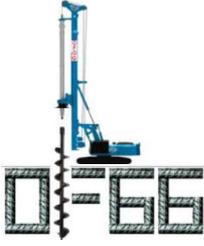
Figura 5-2 Coeficiente F_v para la zona de períodos intermedios del espectro.



**OSCAR FERNANDO
GARCIA GUARDO**

Bella Vista Cr 58 N 6-66 Mz P Cartagena
Cel: 3003393722

Email: oscarfernando2468@hotmail.com – oguardo@uninorte.edu.co



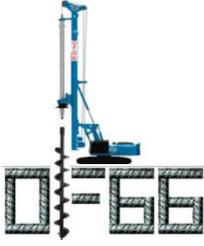
OSCAR FERNANDO GARCIA GUARDO.
Estudios de suelo, Diseños de Pavimentos, Estudios sísmicos, Laboratorio,
Diseño, Asesoría y Construcción de cimentaciones

5 ANÁLISIS DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA

En este numeral se presentan las conclusiones y recomendaciones pertinentes, las cuales se derivan de los objetivos y resultados de la investigación, adicional a las características del proyecto. Las mismas constituyen los análisis de ingeniería del estudio.

5.1 CONCLUSIONES

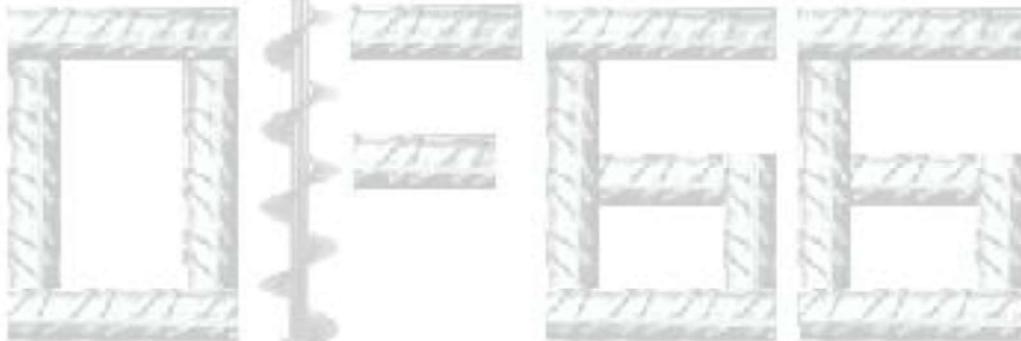
- El sub-suelo presente en los sitios, hasta las profundidades estudiadas es bastante homogéneo, constituido por depósitos de materiales no plásticos, principalmente tipo limos de baja compresibilidad y arenas limosas; las arenas tienden a ubicarse superficialmente, entre los primeros 1.0 m y 2.0 m. no obstante estas representan cerca del 5% de los materiales encontrados en las perforaciones.
- En la fecha de ejecución del estudio, se estableció la presencia de agua en todos los sondeos, a una profundidad de 2.00 metros. Estas condiciones pueden variar en función de la época del año y el régimen de lluvias presente en el sector.
- Los materiales hallados son suelos de compresibilidad baja, de plasticidad nula, por lo que no son susceptibles a experimentar



OSCAR FERNANDO GARCIA GUARDO.
Estudios de suelo, Diseños de Pavimentos, Estudios sísmicos, Laboratorio,
Diseño, Asesoría y Construcción de cimentaciones

variaciones volumétricas importantes, asociadas a cambios en su contenido de agua.

- Desde el punto de vista constructivo no se anticipan dificultades mayores, siendo posible implementar procedimientos convencionales.
- Se considera que las cimentaciones superficiales dan solución adecuada a las solicitudes de carga de la edificación; no obstante si se presentan presiones de contacto superiores a la capacidad admisible del suelo, probablemente se haga necesario implementar reforzamientos mediante cimentaciones profundas, tipo pilotes de pequeño diámetro o micro pilotes inyectados.



**OSCAR FERNANDO
GARCIA GUARDO**