

Aspectos metodológicos del diseño de estructuras altas en concreto reforzado: comparación entre el método de análisis modal espectral y el método de análisis dinámico no lineal.

Rodolfo Javier Tirado Gutiérrez.

Tesis para optar al grado de Maestro en ingeniería Estructural.

Director

Yeudy Felipe Vargas Alzate

Doctor en Ingeniería Sísmica y Dinámica Estructural

Universidad Industrial de Santander

Facultad Ingenierías Físico – Mecánicas

Escuela de Ingeniería Civil

Maestría en Ingeniería Estructural

Bucaramanga

2017

Dedicatoria:***A Dios.***

Por permitirme llegar hasta este punto y haberme dado salud para lograr este objetivo.

A mis padres.

Por sus consejos, sus valores, por la motivación constante que me ha permitido ser una persona de bien, pero más que nada, gracias por su amor.

A mi familia.

A mis hermanos por la energía que siempre me han enviado, a mi abuela por sus oraciones y buenos pensamientos, a mi abuelo que desde el cielo siempre ha sido la luz que ha iluminado mi camino en los momentos difíciles.

A mi esposa e hija.

Por su apoyo y por entregarle el amor y el tiempo necesario a nuestra hija. A Valentina por ser el detonante de mi felicidad, de mi esfuerzo, de las ganas de buscar lo mejor para ti.

A mis amigos.

A Yeudy Felipe Vargas por sus buenos consejos y magníficas enseñanzas, a Tomas Gómez por su apoyo, a Carlos Buenahora por su ejemplo, a Camilo Acuña por sus buenos momentos y su valiosa amistad.

Agradecimientos:

Quiero expresar mis agradecimientos al Ingeniero Josué Galvis por su apoyo y al ingeniero

Mario Silva por creer en este proyecto.

*A los profesores por el conocimiento que me han aportado, al profesor Alvaro Viviescas por
hacer posible esta Maestría y a todos aquellos que participaron directa o indirectamente en la
elaboración de esta tesis.*

¡Gracias a ustedes!

Contenido

	Pág.
Introducción	22
1. Antecedentes y motivación	24
2. Objetivos del trabajo	25
2.1 Objetivo general.....	25
2.2 Objetivos específicos	25
3. Metodología	26
4. Resultados esperados	27
5. Estructura de la memoria	28
6. Demanda sísmica	29
6.1 Origen y características de los terremotos	31
6.2 Ondas Sísmicas	33
6.3 Parámetros del movimiento	34
6.4 Espectros de respuesta	36
6.4.1 Concepto y definición	36
6.5 Espectros elásticos de diseño	43
6.6 Acelerogramas.	44
6.6.1 Acelerogramas reales	46
6.6.2 Acelerogramas sintéticos	47
6.6.3 Acelerogramas híbridos	50

6.7 Selección de acelerogramas compatibles con un espectro de diseño	51
6.7.1 El método	52
7. Análisis modal espectral	53
7.1 Descripción del análisis modal espectral (AME).....	54
7.2 Métodos de combinación modal	58
7.2.1 Método del valor absoluto (ABS)	59
7.2.2 Método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS)	59
7.2.3 Método de Combinación Cuadrática Completa (CQC)	60
7.3 Definición del espectro elástico de diseño.....	61
7.3.1 Localización.	61
7.3.2 Nivel de amenaza sísmica	61
7.3.3 Factor de importancia de las estructuras	65
7.3.4 Espectro elástico de diseño	66
7.4 Características de la estructura objeto de estudio	67
7.4.1 Propiedades de los materiales	67
7.4.2 Definición de las características del sistema de resistencia sísmica de las estructuras	75
7.4.3 Descripción del modelo estructural	79
7.5 Análisis de la estructura	80
7.5.1 Obtención de las características dinámicas de la estructura	80
7.5.2 Cortante en la base calculado por medio del AME.....	82
7.5.3 Cálculo de las derivas de piso	86
7.5.4 Momentos en la base	91
7.6 Procedimiento de diseño	97

7.6.1 Definición de irregularidades.....	98
7.6.2 Combinaciones de diseño	99
7.6.3 Diseño de elementos estructurales	100
8. Análisis Dinámico No Lineal (ADNL).....	110
8.1 Matriz de masa.....	111
8.2 Matriz de amortiguamiento.....	111
8.3 Matriz de rigidez	113
8.4 Métodos de integración para la solución de la ecuación de equilibrio	116
8.4.1 Método de Newmark.....	116
8.4.2 Método de Wilson.....	126
8.5 Caracterización de los mecanismos de falla	129
8.5.1 Diagrama momento-curvatura y momento-rotación.....	129
8.5.2 Rótulas plásticas.....	131
8.5.3 Efecto P-Delta.....	138
8.6 Definición de los niveles de desempeño	141
8.6.1 Ocupación Inmediata (IO), S-1.....	143
8.6.2 Control de Daño, S-2	143
8.6.3 Seguridad de Vida (LS), S-3.....	143
8.6.4 Seguridad Limitada, S-4	144
8.6.5 Prevención del colapso (CP), S-5	144
8.6.6 No considerado, S-6.....	144
8.7 Análisis dinámico de la estructura	145
8.7.1 Obtención de los acelerogramas	145

8.7.2 Análisis dinámico lineal.....	149
8.7.3 Análisis dinámico no lineal.....	154
8.7.4 Nivel de desempeño	172
9. Conclusiones	189
10. Recomendaciones	196
Referencias bibliográficas.....	202
Apéndices.....	210

Lista de figuras

	Pág.
<i>Figura 1.</i> Disposición actual de las distintas placas tectónicas.	32
<i>Figura 2.</i> Representación gráfica de la obtención de un espectro de respuesta a partir de un registro de aceleraciones para un sistema de un grado de libertad.	37
<i>Figura 3.</i> Representación gráfica de un sistema de vibración de un grado de libertad.	38
<i>Figura 4.</i> Espectros de respuesta de aceleración, velocidad y desplazamiento del acelerograma del sismo el Centro.....	39
<i>Figura 5.</i> Modelo de espectro elástico de diseño NSR-10.	44
<i>Figura 6.</i> Envolventes usadas para acelerogramas sintéticos. a) Constante; b) Trapezoidal de Hou; c) Exponencial de Liu; d) Compuesta de Jennings.	49
<i>Figura 7.</i> Localización de la zona de amenaza sísmica (Alta).	62
<i>Figura 8.</i> Parámetros del movimiento $A_a=0.25$	63
<i>Figura 9.</i> Parámetros del movimiento $A_v=0.25$	63
<i>Figura 10.</i> Espectro elástico de aceleraciones de diseño, para el lote de emplazamiento.....	67
<i>Figura 11.</i> Curva esfuerzo esfuerzo-deformación del concreto, para cilindros cargados en compresión axial.	69
<i>Figura 12.</i> Curva esfuerzo-deformación de una barra de acero.	71
<i>Figura 13.</i> Relaciones esfuerzo-deformación del concreto confinado con estribos rectangulares propuestas por: a) Chan et al; b) Blume c) Baker ; d) Roy et al; e) Soliman et al.....	72

<i>Figura 14.</i> Diagrama esfuerzo-deformación del concreto confinado, propuesto por Kent y Park (1969).....	74
<i>Figura 15.</i> Definición del sistema estructural. Tipo Dual: Muros y pórticos estructurales.....	76
<i>Figura 16.</i> Configuración estructural, plantas tipo (N+3.00, N+18.00, N+120.00), sistema tipo Dual: Muros y pórticos estructurales.	78
<i>Figura 17.</i> Modelo estructural 3-D, elaborado utilizando elementos finitos con el software Etabs 2015 Ultimate Versión 15.2.0 Computers and Structures, Inc.	79
<i>Figura 18.</i> Primero, segundo y tercer modo de vibración $T_1=4.71\text{Seg}$. $T_2=4.42\text{Seg}$. $T_3=3.72\text{Seg}$	81
<i>Figura 19.</i> Formas modales de la estructura. a) Modo 1, $T_1=4.77\text{ s}$; b) Modo 2, $T_2=4.42\text{ s}$; c) Modo 3, $T_3=3.72\text{ s}$; d) Modo 4, $T_4=1.45\text{ s}$; e) Modo 5, $T_5=1.22\text{ s}$; f) Modo 6, $T_6=1.06\text{ s}$	82
<i>Figura 20.</i> Cortante basal en X y Y debido a la fuerza aplicada en dirección X	83
<i>Figura 21.</i> Cortante basal en X y Y debido a la fuerza aplicada en dirección Y	83
<i>Figura 22.</i> Desplazamiento horizontal de techo en X y Y debido a la fuerza aplicada en dirección X	88
<i>Figura 23.</i> Desplazamiento horizontal de techo en X y Y debido a la fuerza aplicada en dirección Y	89
<i>Figura 24.</i> Deriva de piso debida a la fuerza aplicada en dirección X. Límite del uno por cien de acuerdo a la NSR-10 en el capítulo A.6.4.....	90
<i>Figura 25.</i> Deriva de piso debida a la fuerza aplicada en dirección Y. Límite del uno por cien de acuerdo a la NSR-10 en el capítulo A.6.4.....	90
<i>Figura 26.</i> Definición del grado de irregularidad de la estructura $\Phi_p=0.90$ y $\Phi_a=0.90$	98
<i>Figura 27.</i> Área de refuerzo longitudinal en las vigas del N+3.00.....	104

<i>Figura 28. Área de refuerzo longitudinal en las vigas del N+18.00.....</i>	<i>105</i>
<i>Figura 29. Distribución del refuerzo longitudinal y transversal en las vigas.....</i>	<i>106</i>
<i>Figura 30. Ratios de las columnas de los ejes 2 y D.....</i>	<i>107</i>
<i>Figura 31. Distribución del refuerzo longitudinal y transversal en las columnas.....</i>	<i>108</i>
<i>Figura 32. Ratios de los muros del eje D.....</i>	<i>109</i>
<i>Figura 33. Distribución del refuerzo longitudinal y transversal en los muros.....</i>	<i>109</i>
<i>Figura 34. Modelo elasto-plástico y b) modelo bilineal.....</i>	<i>114</i>
<i>Figura 35. Modelo de Clough y b) modelo de Takeda.....</i>	<i>115</i>
<i>Figura 36. Modelo pivot.....</i>	<i>116</i>
<i>Figura 37. Representación de la aceleración lineal.....</i>	<i>117</i>
<i>Figura 38. Aceleración b) Velocidad c) Desplazamiento</i>	<i>118</i>
<i>Figura 39. Grafica de la aceleración promedio.....</i>	<i>123</i>
<i>Figura 40. Representación gráfica de la extensión de la aceleración.....</i>	<i>126</i>
<i>Figura 41. Diagramas momento-curvatura.....</i>	<i>130</i>
<i>Figura 42. Diagramas momento-rotación. Fuente: Federal Emergency Management Agency. FEMA 356.....</i>	<i>131</i>
<i>Figura 43. Diferentes modelos matemáticos utilizados para modelizar la no linealidad geométrica.....</i>	<i>140</i>
<i>Figura 44. Niveles de desempeño asociados al comportamiento no lineal de la estructura.....</i>	<i>142</i>
<i>Figura 45. Espectros de respuesta de los acelerogramas de la componente al 100%, espectro elástico de diseño.....</i>	<i>146</i>
<i>Figura 46. Espectros de respuesta de los acelerogramas de la componente al 30%, espectro elástico de diseño.....</i>	<i>147</i>

<i>Figura 47. Espectro de los registros ajustados de la componente al 100%.....</i>	<i>148</i>
<i>Figura 48. Espectro de los registros ajustados de la componente al 30%.....</i>	<i>148</i>
<i>Figura 49. Desplazamiento de techo X.</i>	<i>149</i>
<i>Figura 50. Desplazamiento de techo Y.</i>	<i>150</i>
<i>Figura 51. Deriva de piso en dirección X.....</i>	<i>151</i>
<i>Figura 52. Deriva de piso en dirección Y.....</i>	<i>151</i>
<i>Figura 53. Cortante en la base X.</i>	<i>152</i>
<i>Figura 54. Cortante en la base Y.</i>	<i>152</i>
<i>Figura 55. Distribución de cortante en altura X.....</i>	<i>153</i>
<i>Figura 56. Distribución de cortante en altura Y</i>	<i>153</i>
<i>Figura 57. Rotulas presentes en el eje 2 y 3 de la estructura debido a las aceleraciones 1X-100% y 1Y-30%.</i>	<i>156</i>
<i>Figura 58. Rotulas presentes en el eje G y H de la estructura debido a las aceleraciones 1X-30% y 1Y-100%.</i>	<i>157</i>
<i>Figura 59. Rotulas presentes en el eje 2 y 3 de la estructura debido a las aceleraciones 2X-100% y 2Y-30%.</i>	<i>158</i>
<i>Figura 60. Rotulas presentes en el eje G y H de la estructura debido a las aceleraciones 2X-30% y 2Y-100%.</i>	<i>159</i>
<i>Figura 61. Rotulas presentes en el eje 2 y 3 de la estructura debido a las aceleraciones 3X-100% y 3Y-30%.</i>	<i>160</i>
<i>Figura 62. Rotulas presentes en el eje G y H de la estructura debido a las aceleraciones 3X-30% y 3Y-100%.</i>	<i>161</i>

<i>Figura 63.</i> Rotulas presentes en el eje 2 y 3 de la estructura debido a las aceleraciones 4X-100% y 4Y-30%.	162
<i>Figura 64.</i> Rotulas presentes en el eje G y H de la estructura debido a las aceleraciones 4X-30% y 4Y-100%.	163
<i>Figura 65.</i> Rotulas presentes en el eje 2 y 3 de la estructura debido a las aceleraciones 5X-100% y 5Y-30%.	164
<i>Figura 66.</i> Rotulas presentes en el eje G y H de la estructura debido a las aceleraciones 5X-30% y 5Y-100%.	165
<i>Figura 67.</i> Rotulas presentes en el eje 2 y 3 de la estructura debido a las aceleraciones 6X-100% y 6Y-30%.	166
<i>Figura 68.</i> Rotulas presentes en el eje G y H de la estructura debido a las aceleraciones 6X-30% y 6Y-100%.	167
<i>Figura 69.</i> Rotulas presentes en el eje 2 y 3 de la estructura debido a las aceleraciones 7X-100% y 7Y-30%.	168
<i>Figura 70.</i> Rotulas presentes en el eje G y H de la estructura debido a las aceleraciones 7X-30% y 7Y-100%.	169
<i>Figura 71.</i> Rotulas presentes en el eje 2 y 3 de la estructura debido a las aceleraciones 8X-100% y 8Y-30%.	170
<i>Figura 72.</i> Rotulas presentes en el eje G y H de la estructura debido a las aceleraciones 8X-30% y 8Y-100%.	171
<i>Figura 73.</i> Nivel de desempeño de cada uno de los elementos de la estructura en la dirección X, debido al sismo 1X-100% y 1Y-30%.	173

<i>Figura 74.</i> Nivel de desempeño de cada uno de los elementos de la estructura en la dirección Y, debido al sismo 1X-30% y 1Y-100%.	174
<i>Figura 75.</i> Nivel de desempeño de cada uno de los elementos de la estructura en la dirección X, debido al sismo 2X-100% y 2Y-30%.	175
<i>Figura 76.</i> Nivel de desempeño de cada uno de los elementos de la estructura en la dirección Y, debido al sismo 2X-30% y 2Y-100%.	176
<i>Figura 77.</i> Nivel de desempeño de cada uno de los elementos de la estructura en la dirección X, debido al sismo 3X-100% y 3Y-30%.	177
<i>Figura 78.</i> Nivel de desempeño de cada uno de los elementos de la estructura en la dirección Y, debido al sismo 3X-30% y 3Y-100%.	178
<i>Figura 79.</i> Nivel de desempeño de cada uno de los elementos de la estructura en la dirección X, debido al sismo 4X-100% y 4Y-30%.	179
<i>Figura 80.</i> Nivel de desempeño de cada uno de los elementos de la estructura en la dirección Y, debido al sismo 4X-30% y 4Y-100%.	180
<i>Figura 81.</i> Nivel de desempeño de cada uno de los elementos de la estructura en la dirección X, debido al sismo 5X-100% y 5Y-30%.	181
<i>Figura 82.</i> Nivel de desempeño de cada uno de los elementos de la estructura en la dirección Y, debido al sismo 5X-30% y 5Y-100%.	182
<i>Figura 83.</i> Nivel de desempeño de cada uno de los elementos de la estructura en la dirección X, debido al sismo 6X-100% y 6Y-30%.	183
<i>Figura 84.</i> Nivel de desempeño de cada uno de los elementos de la estructura en la dirección Y, debido al sismo 6X-30% y 6Y-100%.	184

<i>Figura 85.</i> Nivel de desempeño de cada uno de los elementos de la estructura en la dirección X, debido al sismo 7X-100% y 7Y-30%.	185
<i>Figura 86.</i> Nivel de desempeño de cada uno de los elementos de la estructura en la dirección Y, debido al sismo 7X-30% y 7Y-100%.	186
<i>Figura 87.</i> Nivel de desempeño de cada uno de los elementos de la estructura en la dirección X, debido al sismo 8X-100% y 8Y-30%.	187
<i>Figura 88.</i> Nivel de desempeño de cada uno de los elementos de la estructura en la dirección Y, debido al sismo 8X-30% y 8Y-100%.	188

Lista de tablas

	Pág.
Tabla 1. <i>Descripción del tipo de perfil del suelo del lote (B).</i>	64
Tabla 2. <i>Valores del parámetro F_a, para tener en cuenta los efectos de sitio en el rango de periodos cortos. Para el caso de estudio $F_a=1.15$.</i>	65
Tabla 3. <i>Valores del parámetro F_v, para tener en cuenta los efectos de sitio en el rango de periodos intermedios. Para el caso de estudio $F_v=1.55$.</i>	65
Tabla 4. <i>Definición del grupo de uso (I) y coeficiente de importancia de la estructura (1.0).</i>	66
Tabla 5. <i>Definición del espectro de aceleraciones de diseño.</i>	66
Tabla 6. <i>Configuración de elementos tipo columna.</i>	74
Tabla 7. <i>Configuración de elementos tipo muro.</i>	75
Tabla 8. <i>Configuración de elementos tipo viga.</i>	75
Tabla 9. <i>Valores de los parámetros C_t y α para el cálculo del periodo aproximado T_a.</i>	85
Tabla 10. <i>Ajuste del cortante basal.</i>	86
Tabla 11. <i>Calculo del momento de volcamiento, el momento estabilizador y el factor de seguridad en dirección X.</i>	92
Tabla 12. <i>Calculo del momento de volcamiento, el momento estabilizador y el factor de seguridad en dirección Y.</i>	95
Tabla 13. <i>Combinaciones de cargas mayoradas usando el método de resistencia.</i>	99
Tabla 14. <i>Parámetros y criterios de aceptación para procedimientos no lineales en vigas de concreto reforzado.</i>	136

Tabla 15. <i>Parámetros y criterios de aceptación para procedimientos no lineales en columnas de concreto reforzado.</i>	138
--	-----

Lista de apéndices

Pág.

Apéndice A. Diagrama de flujo - método de análisis modal espectral AME. 211

Apéndice B. Diagrama de flujo - método de análisis dinámico no lineal ADNL. 212

Resumen

Título: Aspectos metodológicos del diseño de estructuras altas en concreto reforzado: comparación entre el método de análisis modal espectral y el método de análisis dinámico no lineal*

Autor: Rodolfo Javier Tirado Gutiérrez**

Palabras clave: deriva, desplazamiento, cortante, lineal, no-lineal, Momento-rotación, desempeño.

Descripción

Este trabajo tiene dos objetivos principales: i) contrastar los resultados obtenidos con el método de análisis modal espectral frente al análisis dinámico lineal cuando se diseñan estructuras altas. Ambos métodos se consideran válidos por la normativa nacional NSR-10. Las comparaciones se llevarán a cabo considerando como variables de control el desplazamiento máximo de techo, la deriva máxima de piso, el cortante en la base, los momentos, etc. ii) encontrar el nivel de desempeño que presenta la estructura, de acuerdo a las características iniciales de los elementos del sistema sismo-resistente, definidos mediante la aplicación del método de análisis modal espectral, y basados en los requisitos propuestos en el FEMA 356, y en el método de análisis dinámico no lineal. El edificio que se va a estudiar está ubicado en la ciudad de Bucaramanga Santander, su altura aproximada es 120m medidos desde la base hasta el techo o cubierta. Su sistema estructural es dual, por lo tanto está constituido por muros y pórticos de concreto reforzado. El estudio se llevará a cabo considerando la amenaza sísmica de la región dada por la NSR-10. Dependiendo del método de cálculo, la amenaza sísmica se calculará en términos del espectro de respuesta o por medio de una familia de acelerogramas compatibles. Es decir, si el método de cálculo es el análisis modal espectral la amenaza sísmica vendrá dada por el espectro de diseño de la zona o si el método de cálculo es el análisis dinámico no lineal la amenaza sísmica será considerada mediante acelerogramas compatibles con el espectro de diseño. Los resultados principales de este trabajo muestran que el uso de metodologías simplificadas cuando se diseñan estructuras resultan conservadores y que el diseño óptimo de las edificaciones dependerá de la correcta estima del desempeño sísmico de los elementos estructurales.

* Trabajo de grado

** Facultad Ingenierías Físico – Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Maestría en Ingeniería Estructural. Director: Yeudy Felipe Vargas Alzate, Investigador Asociado de la Universidad Politécnica de Cataluña

Summary

Title: Methodological aspects of the design of high structures in reinforced concrete: comparison between the spectral modal analysis method and the nonlinear dynamic analysis method *

Author: Rodolfo Javier Tirado Gutiérrez **

Keywords: drift, displacement, shear, linear, non-linear, momentum-rotation, performance.

Description

This work has two main objectives: i) to contrast the results obtained with the method named modal spectral analysis against non-linear dynamic analysis when designing high structures. Both methods are considered valid by national standards as the NSR-10. The comparisons will be carried out considering as control variables the maximum roof displacement, the maximum floor drift, the shear at the base, the moments, the axial forces, etc. ii) To find the performance level that the structure presents, according to the initial characteristics of the elements of the earthquake-resistant system, defined by the application of the spectral modal analysis method, and based on the requirements proposed in the Federal Emergency Management Agency FEMA 356 and in the non-linear dynamic analysis method. The building to be studied is located in the city of Floridablanca Santander, its approximate height is 120m measured from the base to the roof. Its structural system is dual constituted by walls and reinforced concrete frames. The study will be carried out considering the seismic hazard of the region given by NSR-10. Depending on the method of calculation, the seismic hazard shall be calculated in terms of the response spectrum or by using a family of compatible accelerograms. It is to say, if the method of calculation is the modal spectral analysis the seismic hazard will be given by the design spectrum of the zone or if the calculation method is the nonlinear dynamic analysis the seismic hazard will be considered by accelerograms compatible with the design spectrum. The main results of this work show that the use of simplified methodologies when designing structures are conservative and that the optimal design of the buildings will depend on the correct estimation of the seismic performance of the structural elements.

* Degree work

** Physics - Mechanical Engineering Faculty. School of Civil Engineering. Master in Structural Engineering. Director: Yeudy Felipe Vargas Alzate, Associate Researcher at the Polytechnic University of Catalonia

Introducción

A través del tiempo los terremotos han producido enormes daños sobre la infraestructura de muchas regiones del planeta que han causado millones de víctimas mortales y heridos. Adicional a esto, la economía de muchos países, principalmente la de los países emergentes o en vía de desarrollo, se ha visto afectada por este tipo de desastres. Es importante destacar que las catástrofes, como por ejemplo los terremotos, en los países en vía de desarrollo, generan problemas mucho más críticos debido a que la infraestructura de estas zonas no es la adecuada para mitigar los efectos negativos generados. Por tanto, además de la tragedia misma, el traumatismo que se genera a largo plazo, tanto en lo social, familiar, como en el desarrollo socio-económico suele ser mayor que en otras zonas. No obstante, a pesar de los enormes esfuerzos realizados en el campo de la ingeniería sísmica, siguen ocurriendo daños y colapsos estructurales debido a los terremotos, razón por la cual es y seguirá siendo importante, estudiar con mayor detalle el comportamiento de los edificios bajo cargas sísmicas.

En este trabajo se ha decidido estudiar un edificio de concreto reforzado de 40 niveles. La elección de este tipo de estructura se debe a la tendencia creciente a construir edificios altos en nuestro país. Para estas estructuras, las hipótesis de cálculo con base en el método modal espectral, pueden producir resultados que difieren considerablemente del comportamiento simulado mediante el cálculo dinámico no lineal. Por tal razón, es importante empezar a contrastar estas metodologías simplificadas de análisis clásicas, las cuales consideran el efecto dinámico mediante el análisis lineal usando espectros de diseño que se basan en teorías elásticas

y en sistemas de vibración de un grado de libertad, con metodologías más rigurosas como las que tienen su base en el análisis de la respuesta dinámica de la estructura.

Otra razón para investigar el comportamiento ante cargas sísmicas de las estructuras altas, mediante análisis dinámicos, es que se puede incluir el efecto de la degradación de la resistencia de los elementos estructurales debido a cargas de carácter cíclico, como las generadas por los terremotos sobre las estructuras. Es importante destacar que la herramienta numérica más adecuada para estudiar el comportamiento no lineal de una estructura sometida a acciones dinámicas es el análisis dinámico no lineal (ADNL). A partir del ADNL es posible calcular, en cada paso del tiempo, las tensiones, las deformaciones, los esfuerzos, los desplazamientos, entre otras variables, en cualquier elemento de la estructura. Los resultados obtenidos mediante el ADNL son referencia para cualquier método de cálculo simplificado que se utilice para obtener la respuesta de una estructura ante un sismo (Vargas 2013).

1. Antecedentes y motivación

Existe un aumento significativo en el diseño y en la construcción de edificios altos en Colombia. Sin embargo, los métodos comúnmente usados para la modelización de la respuesta dinámica de este tipo de estructuras pueden no ser los más adecuados. Además, las variables implicadas, tanto en el cálculo de la amenaza sísmica como en la estima de las propiedades mecánicas de los materiales, son aleatorias. Los criterios de diseño actuales reconocen esta incertidumbre y buscan cubrirla disminuyendo la resistencia de los materiales y aumentando la magnitud de las acciones mediante coeficientes de seguridad. Sin embargo, este enfoque produce un modelo estructural, cuyas propiedades de resistencia son excesivamente improbables, el cual estará sometido a unas cargas cuya probabilidad de ocurrencia también es muy baja. El uso de coeficientes de seguridad, el cual tiene su base en los principios de la superposición lineal, puede no garantizar la confiabilidad deseada en el campo no lineal. La mejor forma de estimar adecuadamente la confiabilidad de una estructura, a la cual se le permite cierto grado de daño, es usando el ADNL.

En el análisis modal, de una manera indirecta, se tiene en cuenta que la estructura es capaz de deformarse más allá del rango elástico disminuyendo las fuerzas sísmicas por un coeficiente R de disipación propuesto en los códigos. R está asociado a la ductilidad del sistema estructural. Este coeficiente varía según la zona de amenaza sísmica y su uso ha sido necesario ya que proyectar estructuras que se comporten elásticamente es inviable económicamente. Esto demuestra que la respuesta de las estructuras que se diseñan en una zona con amenaza sísmica,

en algún momento se espera que su respuesta sea inelástica. No obstante, pocas veces se evalúa cómo será su comportamiento más allá del límite elástico.

Las metodologías de análisis simplificadas surgieron debido a que hace algunas décadas era inviable llevar a cabo un análisis dinámico en un computador de mesa debido al costo computacional. En el presente, gracias al avance del software y del hardware, el uso de análisis estructurales más rigurosos empieza a ser viable con herramientas de cálculo más poderosas y racionales, como el ADNL.

2. Objetivos del trabajo

2.1 Objetivo general

Comparar los esfuerzos y las deformaciones resultantes en un edificio alto de concreto reforzado utilizando dos tipos de análisis: El análisis modal espectral y el análisis dinámico no lineal.

2.2 Objetivos específicos

- Modelizar la estructura mediante un programa de cálculo estructural.
- Obtener la demanda sísmica característica de la zona mediante espectros de diseño y acelerogramas compatibles.

- Llevar a cabo un análisis modal espectral (AME) a partir del modelo estructural considerando como amenaza sísmica el espectro de diseño de la zona y obtener los cortantes y las deformaciones de la estructura.
- Llevar a cabo un análisis dinámico lineal (ADL) a partir del modelo estructural considerando como amenaza sísmica una serie de acelerogramas compatibles con el espectro de diseño de la zona y obtener los cortantes y las deformaciones de la estructura.
- Calcular el nivel de desempeño, mediante el análisis dinámico no lineal de la estructura (ADNL), con base en los requisitos propuestos en FEMA 356.
- Comparar los resultados de las solicitaciones encontradas con los métodos propuestos.

3. Metodología

Para alcanzar los objetivos descritos anteriormente es necesario hacer una revisión bibliográfica con el fin de tener en cuenta los principales aspectos de los métodos de análisis estructural que se van a utilizar. Además, considerar y revisar como estos métodos son considerados en la normativa colombiana NSR-10 y en la Agencia Federal para la Gestión de emergencias de los Estados Unidos FEMA-356.

A través del tiempo se han utilizado métodos de análisis que permiten evaluar el comportamiento de estructuras sometidas a cargas sísmicas. Inicialmente surgieron metodologías simplificadas debido a que era inviable solucionar ecuaciones simultáneas a escalas mayores ya que no se contaba con la capacidad computacional que existe actualmente. Uno de estos métodos

simplificados es el análisis modal espectral. Este análisis es un procedimiento pseudo-dinámico aproximado en el que la respuesta de la estructura se obtiene mediante una combinación de las contribuciones modales. Otro de los métodos es el análisis dinámico no lineal (ADNL). El ADNL es la herramienta numérica más robusta que existe actualmente para calcular las solicitaciones a las cuales se puede ver sometida una estructura debido a un terremoto.

Por lo anterior se puede expresar que para realizar este trabajo se deben estudiar tres aspectos importantes independientemente del método de cálculo empleado: i) la demanda sísmica; ii) la capacidad de la estructura y iii) la interacción entre la demanda y la capacidad.

El software que se usará, tanto para el análisis modal espectral como para el análisis dinámico no lineal, será el programa de cálculo de estructuras Etabs 2015 Ultimate, versión 15.2.2, de Computers and Structures, Inc.

4. Resultados esperados

Durante un terremoto fuerte un edificio puede ser sacudido violentamente generando esfuerzos y deformaciones sobre sus elementos estructurales. A lo largo del sismo y dependiendo de su intensidad, los elementos estructurales pueden acumular y liberar energía mediante daño. En este trabajo se calculará la respuesta no lineal de una estructura que ha sido proyectada a partir de metodologías simplificadas. Se evaluará el nivel de desempeño esperado en la estructura mediante el ADNL. Para esto, serán consideradas acciones sísmicas compatibles con el espectro de diseño con el que se proyectó la estructura. Además, se verificará si el

desempeño de los elementos estructurales, obtenido mediante simulación numérica, cumple con los valores de desempeño estipulados en el FEMA 356 cuando la estructura ha sido proyectada mediante hipótesis simplificadas de cálculo.

5. Estructura de la memoria

En el primer capítulo se exponen los antecedentes y la motivación que han llevado a desarrollar esta tesis. También se describen los objetivos, la metodología y se resaltan los resultados esperados describiendo brevemente su importancia.

El segundo capítulo se dedica a la demanda sísmica. Se explica cómo se debe considerar la acción sísmica para evaluar la estructura cuando se usan métodos basados tanto en el cálculo pseudo-dinámico lineal como en el cálculo dinámico lineal y no lineal. Además, se expone como se concibe un espectro elástico de diseño y se muestra un método propuesto por Vargas 2013, para seleccionar grupos de acelerogramas compatibles con una zona sísmica. Este método optimiza la selección de forma que los registros seleccionados representan de manera adecuada la incertidumbre asociada a la acción sísmica.

En el tercer capítulo se expone el desarrollo matemático del método de análisis modal espectral, cuáles son sus ventajas y desventajas de acuerdo a las premisas con las que fue desarrollado. Además, se explican las diferentes etapas para desarrollar un análisis y diseño sismo resistente de acuerdo a la normativa nacional colombiana NSR-10 usando este método.

El cuarto capítulo se dedica a describir el análisis dinámico lineal y no lineal, con especial énfasis en los algoritmos e implementaciones del programa Etabs 2015 Ultimate. Inicialmente, se describe la ecuación dinámica de equilibrio y se hace una breve explicación de los elementos que la constituyen, así como los métodos numéricos comúnmente empleados para resolverla. Este capítulo también está dirigido a encontrar el nivel de desempeño que presenta la estructura de acuerdo al diseño inicial de los elementos estructurales. Cabe destacar que el denominado diseño inicial tiene su base en el cálculo de la respuesta pseudo-dinámica del sistema, usando los espectros de diseño correspondientes. Se usa como caso de estudio un edificio propuesto de 40 niveles, ubicado en la ciudad de Bucaramanga, que tiene un sistema estructural dual, clasificación según la NSR-10.

6. Demanda sísmica

La energía liberada por un terremoto se transfiere a la corteza terrestre mediante ondas sísmicas que siguen un recorrido altamente aleatorio en función de múltiples variables como la profundidad de la falla, las características del terreno, entre otras. El material que se encuentra en la corteza disipa la energía sísmica, razón por la cual el movimiento fuerte del terreno producido por un sismo usualmente sólo se registra en distancias cercanas al punto de liberación de energía. Sin embargo, existen casos en que, a pesar de la mencionada disipación de energía, es posible registrar el movimiento fuerte del terreno a distancias considerables del epicentro debido a efectos locales o topográficos, Acevedo (Acevedo, 2012). Al valor esperado de estas acciones

sísmicas, en el sitio de interés, se le llama amenaza sísmica y se cuantifica en términos de una aceleración horizontal del terreno, que tiene una probabilidad de excedencia dada en un lapso de tiempo predeterminado.

Existen varias formas de caracterizar la amenaza sísmica, dos de ellas se usan en esta tesis. La primera tiene su base en el espectro de respuesta elástico y se utiliza en el método de análisis lineal espectral definido en la normativa Colombiana. Esta normativa proporciona mapas de amenaza sísmica que permiten obtener coeficientes para calcular espectros de respuesta para cualquier zona ubicada en el país. La segunda es la caracterización mediante acelerogramas o registros de la aceleración del terreno que se utilizan para llevar a cabo análisis dinámicos. Cabe destacar que el análisis dinámico es la herramienta numérica más robusta para estimar la respuesta sísmica de las estructuras. El registro de estas aceleraciones se realiza mediante acelerógrafos, equipos que suelen ser instalados en lugares donde se espera que ocurra un movimiento fuerte.

Existen tres factores que influyen en los acelerogramas: fuente sísmica, trayectoria y efectos locales. La fuente sísmica se refiere al punto donde se libera la energía; los parámetros de fuente sísmica que definen la naturaleza del movimiento fuerte son la magnitud, el mecanismo de ruptura, la dirección y la profundidad focal. La trayectoria se refiere a la ruta que recorre la energía liberada en la fuente sísmica; las principales variables que caracterizan la trayectoria son la distancia de la fuente al sitio y la estructura de la corteza. En cuanto a los efectos locales, la presencia de depósitos superficiales hace que las características de las ondas sísmicas se modifiquen al propagarse a través de dichos depósitos, (Acevedo, 2012, p.59).

6.1 Origen y características de los terremotos

Al igual que muchos países del planeta, Colombia está ubicada en una zona altamente sísmica. Por esta razón es importante que el análisis, diseño y construcción de las estructuras se haga con el mayor rigor posible y aplicando las técnicas más avanzadas disponibles con el objetivo de reducir el impacto que los terremotos ocasionan.

Para diseñar estructuras que puedan resistir adecuadamente eventos sísmicos, es necesario conocer el origen del problema, es decir, el origen de los terremotos y su forma de actuar sobre las edificaciones. Resulta imperativo que los ingenieros y proyectistas conozcan de forma apropiada la naturaleza que gobierna los movimientos sísmicos, su periodicidad, la forma como se presentan, su duración, su contenido frecuencial, su forma de cuantificar y de cualificar, así como de las variables naturales vinculadas, Gallego et al. (Gallego & Sarria, 2010).

En la mitad del siglo XX, se reconoció que el comportamiento de la tierra es dinámico y que está muy lejos de estabilizarse. La fenomenología de la tierra muestra indudablemente que la pequeña porción de terreno frío sobre la que descansa nuestra civilización flota sobre una masa gigantesca de material viscoso a elevadas temperaturas que genera un movimiento constante de corrientes de convección y que desplaza todo en el interior de nuestro planeta. El hecho de que la capa habitable de nuestro planeta esté fría por la interacción de una atmósfera gaseosa de menor temperatura, generó la solidificación y por consiguiente el endurecimiento en materiales rocosos de extraordinaria resistencia que se traban en los límites de las placas tectónicas, formando un freno temporal al constante empuje de los materiales internos que fluyen en un continuo proceso que existirá hasta que la tierra se enfrié. Gallego & Sarria (2010).

El termino placa tectónica fue dado por J.T Wilson en la década de 1960 y hace referencia a la estructura de la corteza por la cual está conformada la superficie de la Tierra. En términos geológicos una placa es una capa rígida de roca sólida en la corteza; mientras que la litosfera, está conformada por la corteza y partes superiores sólidas del manto que flota sobre la roca ígnea fundida y que conforma el centro del planeta. Es en la litosfera donde se originan los terremotos que generan daño sobre la infraestructura civil construida por el hombre. La distribución de las placas tectónicas de la Tierra, definidas por Le Pinchon et al (Pinchon, 1968, págs. 3661-3697), se puede observar en la figura 1.

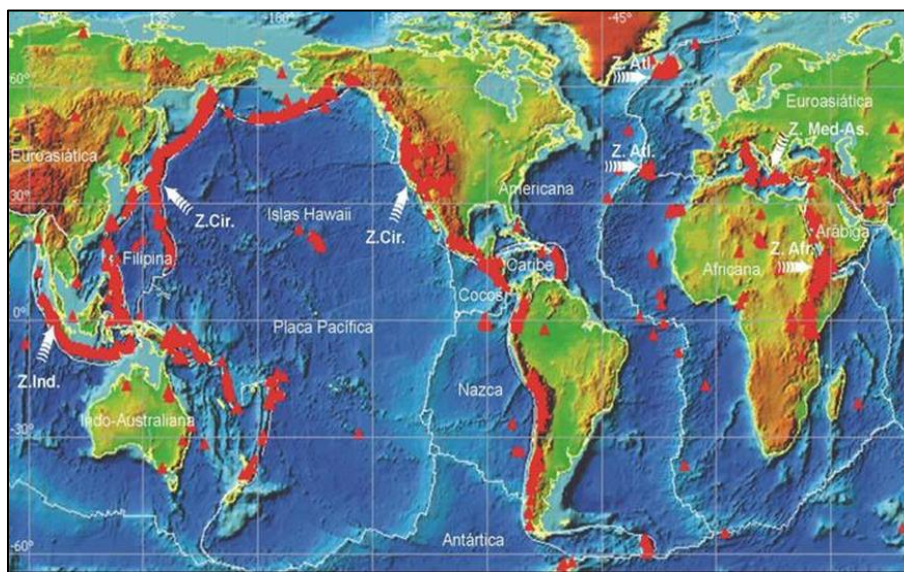


Figura 1. Disposición actual de las distintas placas tectónicas. Adaptado de zonas volcánicas del mundo. Disponible en: <http://educacion.uncomo.com/articulo/cuales-son-las-zonas-volcanicas-del-mundo-10130.html>)

Es justamente en las fronteras entre las placas donde se generan las concentraciones de esfuerzos y donde se liberan grandes cantidades de energía por la relajación súbita de deformaciones acumuladas por años y que pueden alcanzar un tamaño pequeño y detenerse generando un evento sísmico de baja magnitud o avanzar por cientos de kilómetros hasta generar un terremoto de gran magnitud Orowan. (Orowan, 1960, págs. 323-345)

6.2 Ondas Sísmicas

Los terremotos son movimientos ondulatorios y por ello son procesos por los que a través de medios físicos se propaga energía de un lugar a otro sin transferencia de materia mediante ondas mecánicas. En cualquier punto de la trayectoria de propagación de un terremoto se produce un desplazamiento periódico, u oscilación, alrededor de un eje de referencia. En la teoría de ondas, el movimiento de la energía puede ser una oscilación de moléculas de aire, como es el caso del sonido; de moléculas de agua, como las olas que se forman en la superficie del mar; o el movimiento de las partículas que conforman el interior de la tierra. En todos estos casos, las partículas oscilan en torno a su posición de equilibrio y solo la energía avanza de forma continua.

El movimiento diferencial de una partícula con respecto a otra genera esfuerzos dentro del material de viaje dependiendo del tipo de ondas, del tipo de movimiento de las partículas y de las propiedades mecánicas del material. En un sismo de origen tectónico existen ondas de cuerpo y ondas superficiales. Las ondas de cuerpo son aquellas que pueden viajar por el interior de la tierra y son de dos tipos: ondas *P* y ondas *S*. Las ondas *P* conocidas como primarias, compresionales o longitudinales, involucran una serie de compresiones y dilataciones del material por donde viajan. El movimiento de una partícula que es atravesada por una onda *P* es

paralelo a la dirección de la misma. Las ondas *P* son normalmente las primeras ondas en llegar a un lugar cuando ocurre un sismo. Las ondas *S*, también conocidas como secundarias, de corte o transversales causan deformaciones de corte en los materiales que atraviesan. Según Ewing et al (Ewing W.M., 1957), el movimiento de una partícula atravesada por una onda *S*, es perpendicular a la dirección de la onda y como la propagación de estas puede ser en direcciones arbitrarias, normalmente el movimiento de las partículas se polariza en dos direcciones principales: paralelas al terreno que son denominadas ondas *SH* y normales al terreno llamadas ondas *SV*. Son las ondas *SH* las que mayor daño genera sobre las construcciones en los sismos intensos y normalmente llegan después de las ondas *SV*, (Gallego & Sarria, 2010, p.13).

6.3 Parámetros del movimiento

Los parámetros del movimiento pueden ser la aceleración, la velocidad o el desplazamiento del suelo en cada instante de tiempo. Nótese que se conservan las relaciones de integración con respecto al tiempo entre estas variables, así la velocidad puede ser calculada integrando la aceleración y el desplazamiento puede ser obtenido a partir de la integración de la velocidad con respecto al tiempo. Estas historias son denominadas acelerogramas, velocigramas y desplazigramas. La medida de amplitud más común de los sismos para fines de ingeniería, es la aceleración máxima del suelo, que es simplemente el valor más alto de los registros de aceleración. Las aceleraciones horizontales han sido usadas generalizadamente por la relación directa que existe con los métodos inerciales de diseño sísmico comúnmente usados. La aceleración máxima de un evento sísmico fuerte se encuentra entre 0.5 y 0.75 veces la aceleración de la gravedad de la Tierra, siempre y cuando el registro se tome en roca firme y

plana. Cuando los suelos son blandos, este valor se puede incrementar pero no mucho más allá de la aceleración gravedad, por lo menos es el registro que se tiene hasta el momento. Gallego & Sarria (2010).

El cálculo de la duración de los sismos resulta ser de extrema utilidad para diferentes consideraciones en el diseño de las edificaciones, no obstante, este parámetro no suele ser usado como variable cuando se proyecta una estructura; esto a pesar de que se ha identificado que la energía inducida a un sistema depende mucho de la duración y el número de ciclos del evento sísmico, Boomer et al, (Boomer & Martinez-Pereira, 1999, págs. 127-172). Por ejemplo, las edificaciones de concreto reforzado van perdiendo rigidez por el agrietamiento progresivo del concreto o por los efectos de fatiga en los elementos metálicos. Tales efectos no suelen ser tenidas en cuenta en el cálculo pseudo-dinámico que se realiza habitualmente. Esto no quiere decir que no sea importante, por el contrario, es una de las causas que más determina el colapso de las edificaciones, ya que se encuentra claramente documentado que edificaciones diseñadas para altos valores de carga estática, han sucumbido ante eventos pequeños en amplitud pero con un gran número de ciclos de carga y descarga.

Desde el punto de vista práctico y teórico, una estructura no colapsa instantáneamente bajo las consideraciones de un máximo de aceleración o desplazamiento, sino que para desarrollar mecanismo de falla necesita de un número mínimo de excursiones de exceso de sobrecarga para incurrir en una degradación de un número suficiente de sus elementos que le haga iniciar un colapso (Gallego & Sarria, 2010, p.22-24).

6.4 Espectros de respuesta

6.4.1 Concepto y definición. Los espectros de respuesta son diagramas que representan la respuesta máxima de aceleración, velocidad o desplazamiento de un oscilador de un grado de libertad ante una excitación dinámica dada. En el eje de las abscisas, contienen la frecuencia o el periodo fundamental del sistema y en el eje de las ordenadas, la respuesta máxima de aceleración.

El espectro de respuesta es un concepto práctico que permite caracterizar los movimientos sísmicos y su efecto sobre las estructuras. El espectro de respuesta sísmico se obtiene resolviendo la ecuación dinámica de equilibrio para un sistema de un grado de libertad considerando como dato de entrada el registro de las aceleraciones generalmente producidas por un sismo. La variable independiente en los espectros de respuesta suele ser el periodo y si se quiere el amortiguamiento, tal como se muestra en la Figura 2.

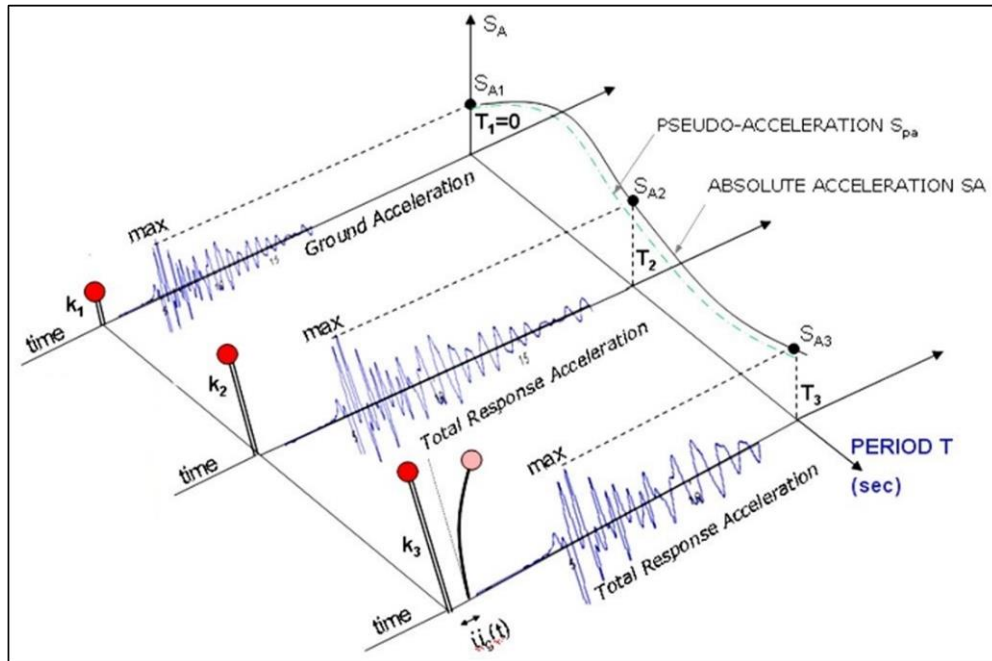


Figura 2. Representación gráfica de la obtención de un espectro de respuesta a partir de un registro de aceleraciones para un sistema de un grado de libertad. Adaptado de Lectures Anastasios Sextos Bauhaus-Universität Weimar

A partir de un espectro de respuesta se puede calcular de una manera aproximada la fuerza y la deformación que actuarían sobre una estructura ante la señal que originó el espectro. Es decir, los espectros de respuesta contienen los valores máximos del movimiento del terreno de forma indirecta a partir del filtro que establece el sistema de un grado de libertad que representa cada estructura. Por tanto, teóricamente, el espectro de diseño de una zona debería ser una curva envolvente de los espectros de respuesta de los registros acelerográficos de los sismos que se esperan en dicha zona en un determinado tiempo. Como los registros esperados en el sitio lógicamente no se tienen, los espectros de diseño se obtienen a partir de otros parámetros de los terremotos como la distancia epicentral, la magnitud, el mecanismo de falla, la geología y las condiciones locales del sitio. Los espectros de diseño han sido usados de forma extensiva por los

ingenieros estructurales en lo que concierne a la demanda sísmica. Sin embargo no se debe olvidar la simplificación que representa diseñar con espectros de diseño.

Como se ha dicho previamente, el espectro de respuesta de un sismo se obtiene a partir de las respuestas dinámicas máximas de múltiples sistemas de un grado de libertad en los que se varía su periodo fundamental en un intervalo de interés. En la Figura 3 se muestra un esquema de un sistema de un grado de libertad cuya ecuación de equilibrio dinámico viene dada por la ecuación 1:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = f(t) \quad 1$$

donde m es la masa del sistema, c el amortiguamiento, k la rigidez, $f(t)$ es la fuerza aplicada a la estructura, $\ddot{u}$, $\dot{u}$ y u son la aceleración, la velocidad y el desplazamiento relativo, respectivamente.

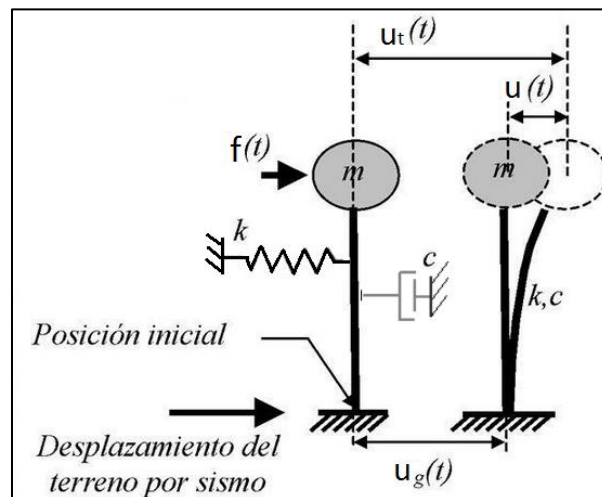


Figura 3. Representación gráfica de un sistema de vibración de un grado de libertad. Adaptado de Oviedo & Duque, Rev. EIA.Esc.Ing.Antioq no.6 Envigado July/Dec. 2006.

Si la ecuación dinámica de equilibrio se resuelve para n periodos considerando el amortiguamiento constante, las funciones que relacionan los máximos valores de aceleración, velocidad y desplazamiento con los n periodos considerados son los espectros de respuesta. En la Figura 4 se muestra el espectro de respuesta en aceleración, velocidad y desplazamiento de la señal del sismo el centro, ocurrido el 18 de Mayo de 1940 en el sur de California Estados unidos.

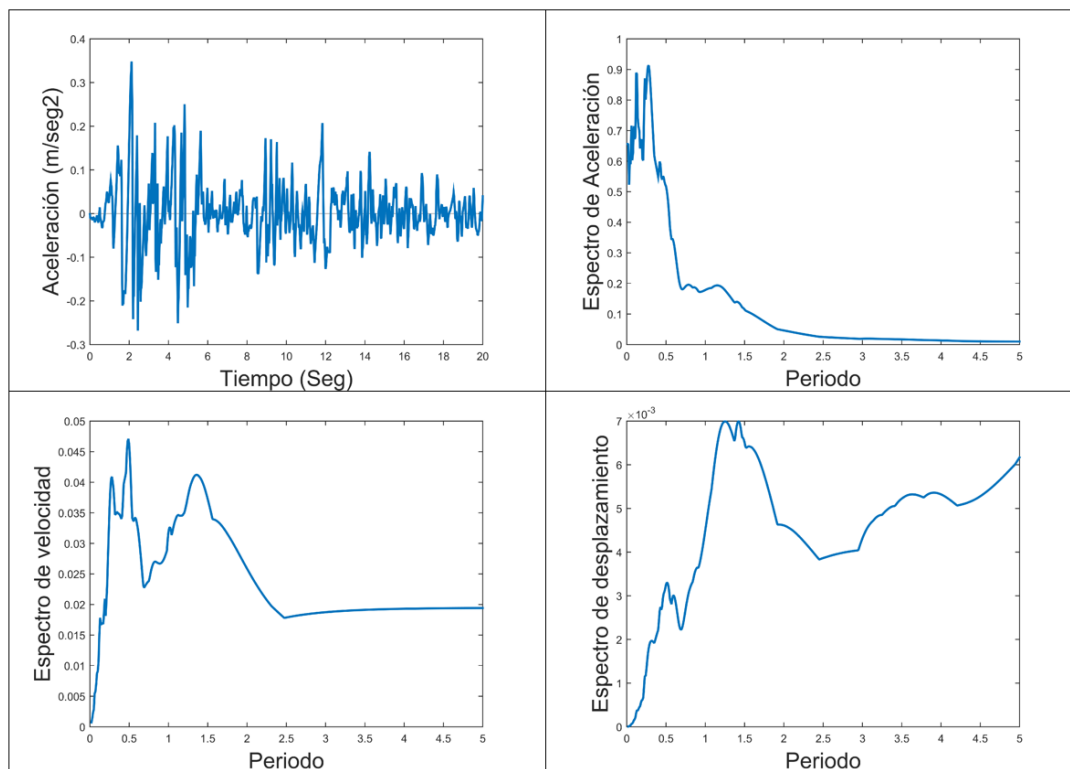


Figura 4. Espectros de respuesta de aceleración, velocidad y desplazamiento del acelerograma del sismo el Centro. Adaptado de Lectures Anastasios Sextos Bauhaus-Universität Weimar

La rigidez del sistema k se puede calcular a partir de la ecuación 2:

$$k = m\omega^2 \quad 2$$

donde m es la masa del sistema y ω su frecuencia angular. La frecuencia angular y el periodo fundamental del sistema se relacionan mediante la siguiente ecuación:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad 3$$

En la mayoría de los sistemas sometidos a vibraciones, existen fuerzas de amortiguamiento que se encargan de hacer que el sistema vuelva al estado de reposo en ausencia de excitadores externos. En el caso de los sistemas estructurales usados en la ingeniería civil, estas fuerzas de amortiguamiento se consideran como una fracción del amortiguamiento crítico del sistema, c_{cr} , el cual se puede expresar mediante la ecuación 4.

$$c_{cr} = 2m\omega \quad 4$$

La fracción de amortiguamiento crítico, ξ , es la relación entre el amortiguamiento del sistema, c , y el amortiguamiento crítico de acuerdo a la ecuación 5

$$\xi = \frac{c}{c_{cr}} \quad 5$$

El factor de amortiguamiento crítico, en estructuras civiles típicas, oscila entre 0.02 y 0.20. Al sustituir la ecuación 2, 4 y 5 en la ecuación 1 se obtiene la siguiente expresión:

$$\ddot{m}u(t) + 2\xi m\omega\dot{u}(t) + m\omega^2u(t) = f(t) \quad 6$$

donde $f(t)$ para el caso del sismo se define como $f(t)=m\ddot{u}_g(t)$. $\ddot{u}_g(t)$ representa la aceleración del suelo. Al sustituir $f(t)$ en la ecuación 6 y dividir por la masa se llega a la ecuación 7:

$$\ddot{u}(t) + 2\xi\omega\dot{u}(t) + \omega^2u(t) = \ddot{u}_g(t) \quad 7$$

Debido al carácter aleatorio de los terremotos, la ecuación 7 debe ser resuelta aplicando métodos numéricos. Para esto, lo más conveniente es hacer uso de la integral de Duhamel como se muestra a continuación:

$$u(t) = -\frac{1}{\omega_D} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin[\omega_D(t-\tau)] d\tau \quad 8$$

donde ω_D es la frecuencia amortiguada del sistema que se define como:

$$\omega_D = \omega\sqrt{1-\xi^2} \quad 9$$

La respuesta en velocidad se obtiene derivando la ecuación 8 que una vez simplificada tiene la siguiente forma:

$$\dot{u}(t) = - \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cos[\omega_D(t-\tau)] d\tau - \omega\xi u(t) \quad 10$$

Al derivar la ecuación 10 se obtiene la respuesta en aceleración absoluta del sistema:

$$\begin{aligned} \ddot{u}(t) + \ddot{u}_g(t) = & \omega_D \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin[\omega_D(t-\tau)] d\tau - 2\omega\xi\dot{u}(t) \\ & - (\xi\omega)^2 u(t) \end{aligned} \quad 11$$

De esta manera, los espectros de respuesta de desplazamiento, S_d , velocidad, S_v , y aceleración, S_a , para una excitación dada, se obtienen a partir de las ecuaciones 12, 13 y 14 respectivamente:

$$s_d(\xi, T, f(t)) = \max|u(t, \xi, T)| \quad 12$$

$$s_v(\xi, T, f(t)) = \max|\dot{u}(t, \xi, T)| \quad 13$$

$$s_a(\xi, T, f(t)) = \max|\ddot{u}(t, \xi, T)| \quad 14$$

El intervalo de periodos considerados habitualmente va de 0 a 10 segundos. En este intervalo se suelen situar la mayoría de estructuras civiles. Es importante destacar que el cálculo de un espectro de respuesta requiere un tiempo computacional considerable, debido a que se debe evaluar la respuesta para múltiples periodos y, además, el acelerograma puede llegar a tener

miles de puntos. Por esta razón conviene calcular los espectros de la forma más eficiente posible. Un enfoque adecuado consiste en reducir el número de puntos del acelerograma almacenando sólo el intervalo con potencial de daño.

6.5 Espectros elásticos de diseño

Tal y como se ha mencionado previamente, los espectros de respuesta calculados a partir de acelerogramas no representan todos los posibles terremotos de una zona. Por esto, las normas sísmicas suelen proveer funciones suavizadas que se obtienen a partir del análisis de bases de datos de acelerogramas y estudios de peligrosidad sísmica. En Colombia, como en muchos países del mundo, existe una normativa que rige el análisis y diseño sísmico de estructuras. En el caso colombiano esta normativa se denomina NSR-10 y es de obligatorio cumplimiento. En ésta se proponen espectros de diseño para una fracción de amortiguamiento $\xi=5\%$, los cuales se calculan por medio de las ecuaciones que se muestran en la Figura 5.

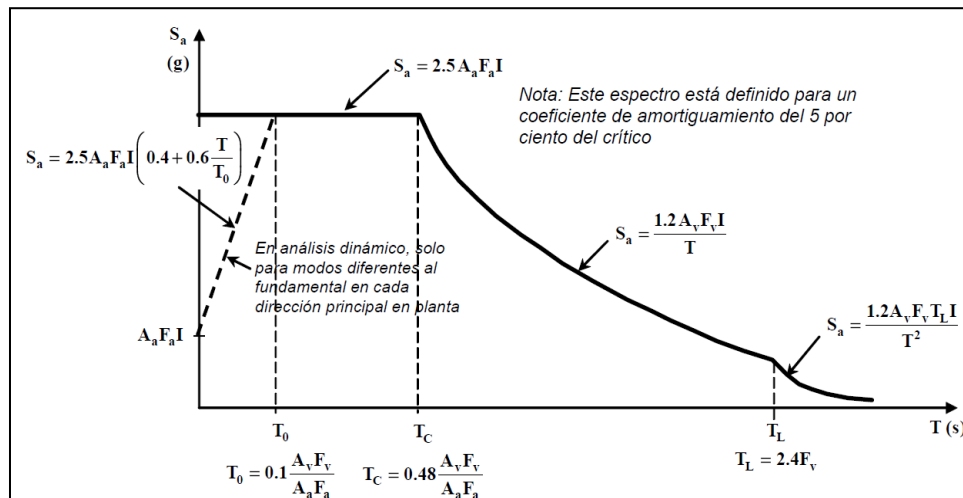


Figura 5. Modelo de espectro elástico de diseño NSR-10. Adaptado de Reglamento Colombiano de construcción sismo-resistente NSR-10, (Figura A.2.6-1).

6.6 Acelerogramas.

Un acelerograma es una representación temporal de la aceleración que experimenta el suelo en un determinado punto durante un terremoto. Los acelerogramas se obtienen mediante instrumentos llamados acelerógrafos, que normalmente registran la aceleración en tres direcciones perpendiculares; dos en el plano horizontal y una en el vertical. Estos acelerógrafos registran de forma discreta series de aceleraciones a través del tiempo. El intervalo de muestreo debe ser muy pequeño para evitar el aliasing debido a que la aceleración varía de forma rápida e irregular en el tiempo. Suelen usarse intervalos de muestreo de 0.005, 0.01 o 0.02 segundos, que permiten analizar frecuencias de hasta 100, 50, y 25 Hz respectivamente, de acuerdo al teorema de muestreo de Nyquist-Shannon et al (Nyquist, 1928, págs. 10-21).

Debido a que los terremotos son fenómenos en los que intervienen múltiples variables, los acelerogramas son una superposición de ondas que dependen de la fuente (tipo de falla y forma

de ruptura), del camino (como se propagan y atenúan las ondas), así como de los efectos de sitio debidos al suelo y la topografía del lugar de registro. Debido a esto, la forma de los acelerogramas es siempre distinta e imposible de recrear, de ahí la importancia de contar con instrumentos que permitan su obtención. Los acelerogramas tal y como son registrados por los acelerógrafos, poseen un ruido de fondo, por lo que deben ser corregidos antes de ser utilizados.

Hasta ahora se han explicado los acelerogramas naturales o reales, es decir, aquellos que son obtenidos mediante el registro de la aceleración en función del tiempo, en un lugar determinado. Sin embargo, para muchas aplicaciones se requieren acelerogramas que su espectro de respuesta sea compatible con un espectro de respuesta dado y en muchos casos, aunque se tenga una extensa base de datos, no se obtienen acelerogramas que cumplan este criterio, en estos casos se debe recurrir a acelerogramas sintéticos o híbridos.

Los acelerogramas sintéticos son generados artificialmente, dependiendo del método, se pueden introducir algunas características de la fuente sísmica y del sitio que se quiere emular. Debido a que no se utiliza ningún acelerograma natural para generarlos, en general sólo son recomendables en los casos en los que no se tiene una base de datos de la zona, aunque dependiendo del tipo de estudio pueden preferirse estos.

Los acelerogramas híbridos son generados a partir de un acelerograma natural al que se le hace un tratamiento matemático para que su espectro de respuesta coincida con un espectro de respuesta objetivo, o en su defecto que coincida con el espectro de respuesta en uno o varios periodos. A continuación se muestran los principales aspectos que se deben tener en cuenta en cada caso.

6.6.1 Acelerogramas reales. Los acelerogramas reales, es decir, aquellos que han sido registrados por acelerógrafos al ocurrir un sismo, presentan todas las características del movimiento fuerte: amplitud, frecuencia, contenido de energía y duración. Estos registros tienen la ventaja de que proporcionan medidas detalladas del movimiento real del terreno durante un sismo e indican las características variadas que pueden producir diferentes sismos en diversos lugares. Adicionalmente, la doble integración de los acelerogramas permite la generación de historias de tiempo de velocidad y desplazamiento. Los acelerogramas reales se usan para el diseño de estructuras cuando se requiere un análisis dinámico, como en el caso de edificaciones con irregularidades, edificios donde es probable que los altos modos sean excitados y estructuras diseñadas para niveles altos de ductilidad. Además, se requieren para la evaluación de la respuesta de estructuras de tierra ante cargas sísmicas (estabilidad, potencial de licuefacción y respuesta dinámica del sitio).

La norma sísmica colombiana, NSR-10, especifica en el numeral A.2.7 el uso de la componente horizontal de un mínimo de tres acelerogramas diferentes, si se desean emplear procedimientos de análisis dinámicos. Los acelerogramas seleccionados deben ser representativos de los movimientos esperados del terreno, para lo cual la norma indica lo siguiente: *“deben provenir de registros tomados en eventos con magnitudes, distancias hipocentrales o a la falla causante y mecanismos de ruptura similares a los de los movimientos sísmicos de diseño prescritos para el lugar, pero que cumplan la mayor gama de frecuencias y amplificaciones posibles”*. Al utilizar tres registros se deben considerar los valores máximos de los análisis individuales. En el caso en que se empleen siete o más acelerogramas, la norma permite utilizar el promedio de los valores obtenidos al usar todos los acelerogramas. El mismo numeral de la norma contempla la situación en la cual no sea posible encontrar el número

requerido de registros reales, por lo que permite usar registros sintéticos simulados, de modo que se represente de una manera adecuada el movimiento sísmico prescrito para el lugar, Acevedo (2012).

El uso preferente de acelerogramas sintéticos o reales es objeto de discusión. En principio, los acelerogramas artificiales permiten obtener mejores ajustes entre su espectro de respuesta y el espectro objetivo, puesto que han sido diseñados y construidos con este fin.

Debido a que actualmente en nuestro país no se cuenta con una base de datos lo suficientemente amplia, que provea de registros fuertes, los cuales involucren los criterios sismológicos de selección que presenta la norma Colombiana, tales como magnitud, distancias hipo céntricas o a la falla causante y mecanismos de ruptura similares característicos de la región, resulta necesario usar otras alternativas para obtener acelerogramas, Acevedo (2012).

6.6.2 Acelerogramas sintéticos. La práctica común para el análisis en el dominio temporal de estructuras sometidas a acciones sísmicas utiliza como entrada registros de sismos cercanos al lugar de interés. Estos registros o acelerogramas deben ser compatibles con el espectro de respuesta propuesto en la normativa para la zona de estudio. Esta compatibilidad suele garantizar la consistencia de otras condiciones, como lo es el tamaño y distancia del terremoto o el tipo de suelo.

No obstante, esta información, que es muy limitada, induce una alta incertidumbre en la respuesta estructural, debido a que tales registros no cubren todos los máximos en la banda de frecuencias de interés. Asimismo, las aceleraciones registradas no suelen cumplir los rangos de amplitudes y frecuencias establecidas en los códigos de diseño. La generación de acelerogramas artificiales compatibles con un espectro de respuesta es una excelente herramienta para este tipo

de análisis que permite obtener señales que cubren un rango amplio de frecuencias y se ajustan a las amplitudes espectrales especificadas en las diferentes normativas.

A continuación se presenta un método que permite generar acelerogramas artificiales o sintéticos cuyo espectro sea compatible con un espectro dado. Este método se basa en el hecho en el que cualquier función periódica puede ser expandida como una suma de funciones sinusoidales, Gasparini et al. (Gasparini & Vanmarcke, 1976), tal como se muestra en la ecuación 15:

$$a(t) = I(t) \sum_{i=1}^n A_i * \sin(\omega_i t + \Phi_i) \quad 15$$

donde $a(t)$ es la acción que se quiere representar. Así, la serie temporal de la aceleración queda completamente definida mediante el número de sinusoides n , la función de modulación de amplitudes $I(t)$, las frecuencias ω_i , las amplitudes A_i y los ángulos de fase Φ_i . Se nombrarán a $I(t)$, A_i y ω_i los parámetros espectrales.

El acelerograma obtenido con este procedimiento es estacionario en contenido frecuencial con un pico de aceleración muy parecido al pico objetivo. La duración de la señal generada puede ser cualquiera y, habitualmente, en los programas de generación de acelerogramas, es una variable de entrada. Dependiendo de la distancia a la que se encuentra la fuente sísmica se debe calcular la duración de la señal. La duración de la fase fuerte de un acelerograma suele definirse como el intervalo de tiempo entre el 5 y el 95% de la intensidad de Arias (Arias, 1970, págs. 438-483). Un estudio detallado sobre la influencia de la duración de la fase fuerte sobre el daño estructural se muestra en Hancock et al. (Hancock & Bommer, 2006, págs. 827-845). Por otra

parte, diversas funciones envolventes, $I(t)$, han sido propuestas en la literatura. Se destacan la envolvente constante, la trapezoidal de Hou (Hou, 1968), la exponencial de Liu (Liu, 1968) y la compuesta de Jennings (Jennings, Housner, & Tsai, 1968). Todas estas se muestran en la Figura 6.

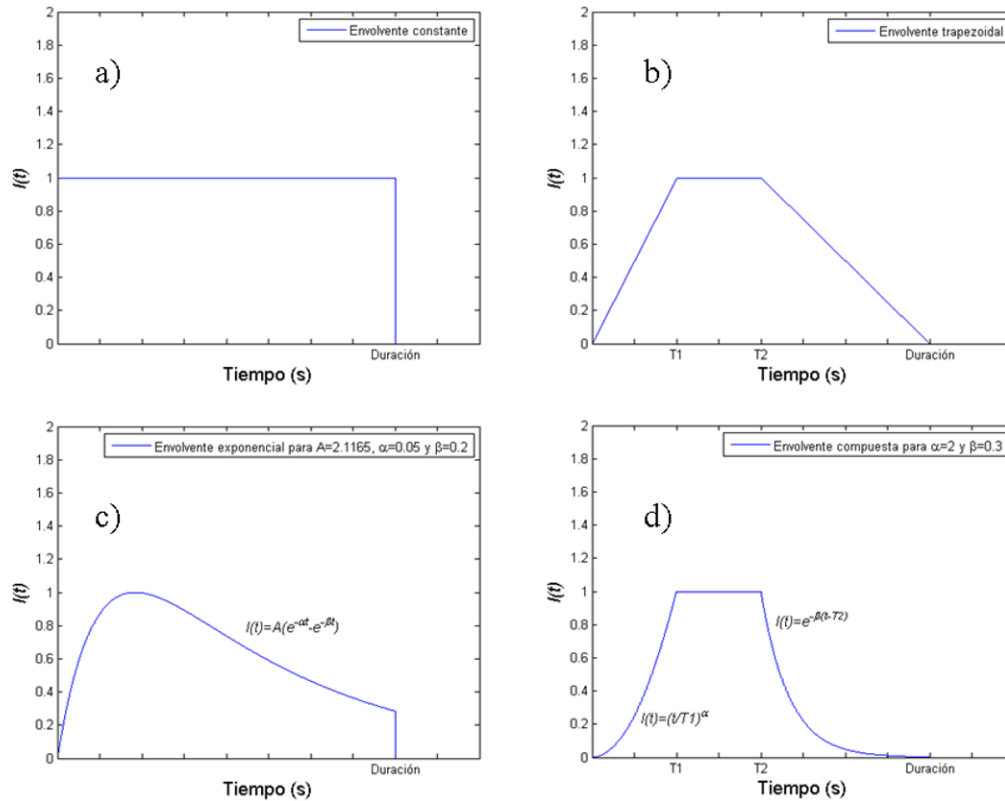


Figura 6. Envolventes usadas para acelerogramas sintéticos. a) Constante; b) Trapezoidal de Hou; c) Exponencial de Liu; d) Compuesta de Jennings. Adaptado de Vargas 2013.

Cabe destacar que para la envolvente exponencial de Liu se puede imponer la condición que el máximo sea 1. Lo cual es conveniente pues permite ajustar el PGA del terremoto al valor que se quiera. La envolvente exponencial de Liu viene dada por la siguiente ecuación:

$$I(t) = A(e^{-\alpha t} - e^{-\beta t}) \quad 16$$

En donde A , α y β son parámetros que se pueden ajustar según las características del terremoto que se quiera modelar. Para que el máximo de la envolvente exponencial de Liu sea 1 el parámetro A debe calcularse como se muestra en la siguiente ecuación:

$$A = \frac{1}{[e^{(\frac{\ln \alpha - \ln \beta}{\beta - \alpha})}]^{\alpha} - [e^{(\frac{\ln \alpha - \ln \beta}{\beta - \alpha})}]^{\beta}} \quad 17$$

El tiempo al cual ocurre este valor máximo viene dado por la ecuación 18

$$t = \frac{\ln \alpha - \ln \beta}{\beta - \alpha} \quad 18$$

6.6.3 Acelerogramas híbridos. Los acelerogramas híbridos se generan a partir de un acelerograma real al que se le hace un tratamiento matemático para que cumplan ciertas condiciones. Se describe a continuación un método propuesto por Bermúdez (Bermúdez, 2010) el cual permite que los niveles de aceleración espectral, en una banda frecuencial en torno al periodo propio del edificio, no sean inferiores, por ejemplo, al 85% del valor del espectro dado y que se cumpla el escalado en una banda deseada evitando que en otras bandas se tengan aceleraciones exageradas e impropias.

Sea $a(t)$ el acelerograma en el dominio del tiempo, $A(\omega)$ su espectro de amplitudes de Fourier y $R(\omega)$ su espectro de respuesta de aceleración, el método consiste en definir un nuevo acelerograma $\gamma(t)$ a partir de la siguiente ecuación:

$$\gamma(t) = \sum_{j=1}^k C_j F_j(t) \quad 19$$

Donde C_j son coeficientes o factores de escala y $F_j(t)$ son los acelerogramas que resulta de aplicar un filtro definido por el operador Ψ a la señal $a(t)$ como se muestra en la siguiente ecuación:

$$F_j(t) = \Psi_{(f_{j-1}, f_j, norden)}[a(t)] \quad 20$$

Para $j=1$, $f_0=f_j-1$ es la frecuencia nula y el filtro es un filtro pasa-bajas. Para $j=k$, f_k corresponde a la frecuencia infinita por lo que el filtro es un filtro pasa-altas. Para valores intermedios de j el filtro es pasa-banda. En este caso se usa un filtro Butterworth, (Butterworth, 1930, págs. 536–541) siendo $norden$, de la ecuación 20, el número de orden del filtro. Las frecuencias y los coeficientes C_j de la ecuación 19 se eligen de forma que se cumplan las condiciones de escalado que se requiera.

6.7 Selección de acelerogramas compatibles con un espectro de diseño

La NSR-10 indica que para realizar análisis dinámicos en el tiempo con acelerogramas reales se deben seleccionar señales que cumplan con una serie de características propias de la región tales como el rango de frecuencias y amplificaciones, magnitudes y distancias hipocentrales o a la falla. Estas características deben ser lo más representativas posibles del evento esperado. Para el presente trabajo se usará una técnica desarrollada por Vargas (2013), la

cual permite encontrar un número óptimo de acelerogramas reales, cuyo espectro de respuesta promedio es compatible con un espectro objetivo.

6.7.1 El método. Se describe aquí una técnica que permite estimar el número óptimo de acelerogramas que pueden extraerse de una base de datos de forma que los espectros de respuesta sean compatibles con un espectro de diseño dado. El objetivo es que los espectros de los acelerogramas obtenidos sean compatibles con un espectro dado el cual viene definido, por ejemplo, por la normativa de diseño sismo-resistente del lugar. Concretamente, se buscan acelerogramas cuyos espectros sean compatibles con las formas espectrales propuestas en la NSR-10. Una vez analizada la base de datos, el punto más importante del método consiste en definir la función a minimizar. En este caso, para cada espectro se considera el error cuadrático medio, el cual viene dado por la siguiente ecuación:

$$ECM_i = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{j=1}^n (sao_{T=T_j} - sai_{T=T_j})^2} \quad 21$$

donde ECM_i es el error cuadrático medio del espectro del acelerograma i de la base de datos. $sao_{T=T_j}$ es la aceleración espectral para el periodo T_j del espectro objetivo. $sai_{T=T_j}$ es la aceleración espectral para el periodo T_j del espectro del acelerograma i . A partir de la ecuación 21 se obtiene un vector ECM_i cuyas componentes son el error cuadrático medio del ajuste entre cada uno de los acelerogramas de la base de datos y el espectro objetivo. Este vector permite ordenar los espectros en orden de errores crecientes de tal manera que el primero corresponde al espectro que mejor ajusta. Como el objetivo de esta metodología es encontrar un grupo óptimo

de espectros cuya media ajuste de la mejor manera posible a un espectro objetivo, el siguiente paso consiste en calcular una nueva serie de espectros. Para cada espectro, una vez ordenados, se calcula un nuevo espectro definido como el valor medio de los espectros, ordenados según el *ECM*, desde el primero hasta el *i*-ésimo. Después, se obtiene de nuevo el error cuadrático medio del ajuste entre estos nuevos espectros y el espectro objetivo. Llamamos error cuadrático medio acumulado, *ECMA*, a esta nueva función. La representación del *ECMA* en función del número de acelerogramas permite identificar el número óptimo de acelerogramas compatibles que coincide con el mínimo de esta función. Los espectros correspondientes también se considera que representan razonablemente bien el espectro objetivo, (Vargas 2013).

7. Análisis modal espectral

Se estima que desde la aparición del concreto reforzado, más de un millón de construcciones que utilizan este material han colapsado debido a los terremotos, Gallego et al (2010). En siglos pasados la ingeniería había propuesto la mayoría de los postulados de diseño basados en teorías elásticas para problemas estáticos y gravitacionales. Sin embargo, sólo hasta principios del siglo XX, se empezó a estudiar el comportamiento de los edificios de concreto sometidos a acciones dinámicas, Gallego et al (2010).

Es importante mencionar que el estudio de la respuesta dinámica de una estructura puede resultar computacionalmente muy costoso si se evalúan exhaustivamente todas las variables implicadas. Por tal razón, el desarrollo de métodos simplificados, que permiten evaluar el

comportamiento de una estructura ante acciones dinámicas, se hizo de uso común en la ingeniería civil. Uno de los métodos más extendidos es el análisis modal espectral (AME). Este método permite estimar los desplazamientos y las fuerzas en los elementos de un sistema estructural de manera rápida y en muchos casos eficiente. No obstante, para estructuras que presenten irregularidades en planta, en elevación o que sean de gran altura, el uso de este método puede no ser el más adecuado.

7.1 Descripción del análisis modal espectral (AME)

Para estimar los esfuerzos y las deformaciones que actúan sobre una estructura, debido a un sismo, a partir del AME, se requiere como dato de partida conocer los modos de vibración, Φ_i , y las frecuencias naturales, ω_i , del sistema. Estos valores se pueden obtener fácilmente a partir del análisis modal del sistema aplicando los conceptos clásicos de la dinámica de estructuras Hurtado (Hurtado, 2000). La ecuación de movimiento de un sistema de múltiples grados de libertad (SMGL) se presenta a continuación:

$$M\ddot{U}(t) + C\dot{U}(t) + KU(t) = -M\ddot{u}_s(t) \quad 23$$

donde M es la matriz de masa, C la matriz de amortiguamiento y K la matriz de rigidez; el vector de carga, $-M\ddot{u}_s(t)$, representa la acción sísmica. Una aproximación de la solución exacta de la ecuación 23, es el método de descomposición modal. Dicho método es válido siempre que el sistema sea lineal y elástico.

El concepto de descomposición modal resulta de utilidad para el análisis sísmico en el caso general de la ecuación 23. Generalmente, se propone la descomposición modal de acuerdo a la siguiente expresión:

$$U(t) = \sum_{i=1}^N q_i(t) \Phi_i \quad 24$$

donde $q_i(t)$ es el “desplazamiento generalizado” del modo i . Substituyendo la ecuación 24 en la ecuación 23 y pre-multiplicando ambos miembros de la ecuación 23 por la traspuesta del vector Φ_i , que representa los desplazamientos modales del modo “ i ”, se obtiene la expresión de la ecuación de equilibrio dinámico del modo “ i ” en la forma:

$$\Phi_i^T M \Phi_i \ddot{q}_i(t) + \Phi_i^T C \Phi_i \dot{q}_i(t) + \Phi_i^T K \Phi_i q_i(t) = -M \ddot{u}_s(t) \Phi_i^T \quad 25$$

Introduciendo la notación:

$$\bar{M}_i = \Phi_i^T M \Phi_i; \bar{C}_i = \Phi_i^T C \Phi_i; \bar{K}_i = \Phi_i^T K \Phi_i; \quad 26$$

Y dividiendo ambos miembros de la ecuación 25 por $\bar{M}_i$ se obtiene:

$$\ddot{q}_i(t) + 2\xi_i \omega_i \dot{q}_i(t) + \omega_i^2 q_i(t) = -\ddot{u}_s(t) (\Phi_i^T M) / \bar{M}_i \quad 27$$

Comparando la ecuación 27 con la correspondiente a la excitación sísmica de un sistema de 1 GLD:

$$\ddot{u}(t) + 2\xi\omega\dot{u}(t) + \omega^2u(t) = -\ddot{u}_s(t) \quad 28$$

Se tiene que ambas expresiones presentan una correspondencia directa en todos sus términos en los respectivos valores de $q(t)$ y de $u(t)$, salvo el factor $(\Phi_i^T M)/\bar{M}_i$ que aparece en la ecuación 27 y que no aparece en la ecuación 28. Este factor que se expresa como:

$$\Gamma_i = (\Phi_i^T M)/\bar{M}_i \quad 29$$

Γ_i se denomina “factor de participación modal del modo i . De este análisis se deduce que si se conoce el desplazamiento espectral máximo que ocurre en un sistema de 1 GLD denominado como S_d , el valor máximo de la coordenada modal respectiva q_{imax} , será igual al producto $\Gamma_i S_d$:

$$q_{i \max} = \Gamma_i S_d \quad 30$$

Por lo tanto, los desplazamientos relativos máximos asociados con el modo i están dados por la ecuación 31:

$$U_{i \max} = q_{i \max} \Phi_i = \Gamma_i S_d \Phi_i \quad 31$$

De manera similar, el vector de pseudo-aceleración resulta:

$$\ddot{U}_{i\max}^s = \ddot{q}_{i\max} \Phi_i = \Gamma_i S_a \Phi_i \quad 32$$

Como se indicó anteriormente, para un sistema de un grado de libertad (S1GL), el producto entre la pseudo-aceleración de cada grado de libertad dinámico y su respectiva masa, representa la fuerza que produce como respuesta estática el valor de la máxima respuesta dinámica del modo, es decir, el vector de cargas equivalentes, $P_{i,eq}$, estará dado por:

$$P_{i\max} = M \ddot{U}_{i\max}^s \quad 33$$

Que constituye un vector de cargas tal que, si se calcula la respuesta estática de estas, se obtiene el desplazamiento máximo del modo i (vector que se denomina $U_{i\max}$ en la ecuación 31

$$P_{i\max} = K U_{i\max}^s \quad 34$$

En realidad, la ecuación 34 no es necesaria para calcular $U_{i\max}$, ya que la contribución del modo i a los desplazamientos de los nodos puede obtenerse directamente a través de la ecuación 31. Sin embargo, la ecuación 34 pone en evidencia que la respuesta dinámica máxima en un modo puede ser obtenida a través del vector de fuerzas máximas estáticas equivalentes, $P_{i,eq}$, y que dichos valores no constituyen una aproximación a la respuesta sísmica de ese modo, sino que representan la solución exacta de los desplazamientos relativos máximos $U_{i\max}$, los que a su vez permiten el cálculo de los respectivos esfuerzos máximos de la estructura en ese modo.

De lo expuesto anteriormente se deduce que el vector de los desplazamientos máximos, debidos a la respuesta de un modo, puede calcularse en forma exacta a partir del conocimiento de la frecuencia natural del modo ω_i , de su forma modal Φ_i y de la ordenada espectral S_d o S_a que a su vez es función de la frecuencia natural ω_i o del período T_i .

Una de las limitaciones inherentes al método modal espectral es que es aplicable a sistemas lineales, es decir, siempre que la estructura se mantenga dentro del campo elástico. Otra limitación importante del método espectral es la falta de simultaneidad de la respuesta máxima en los distintos modos, lo que impide que se pueda obtener el valor exacto del máximo esperado de un sistema de múltiples grados de libertad (SMGL). De esta limitación surge la necesidad de realizar ciertas hipótesis sobre cómo combinar los máximos de los distintos modos, tal como se muestra en el siguiente apartado.

7.2 Métodos de combinación modal

Es conocido que el AME no entrega exactamente la respuesta máxima de la estructura. Por tanto, es necesario realizar hipótesis sobre cómo combinar los aportes máximos modales para obtener la mejor aproximación a la respuesta máxima. En la literatura clásica se han propuesto una serie de métodos de combinación modal que consideran el acoplamiento de los modos de vibración. En los métodos de combinación más antiguos, las contribuciones a la respuesta estructural por acoplamiento modal no eran consideradas. Entre estos métodos se pueden incluir la suma de los valores absolutos (ABS) y la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS). En el caso de las formas más recientes, la contribución por acoplamiento de los modos es considerada, como es el caso de la combinación cuadrática completa (CQC), que considera

además una correlación entre los valores modales máximos. A partir del CQC se obtienen los valores más probables de desplazamientos y fuerzas. A continuación se describen brevemente los métodos más usados para combinar las contribuciones máximas de los modos de vibración.

7.2.1 Método del valor absoluto (ABS). Este método asume el peor escenario en el cual todos los valores modales máximos, para cada punto de la estructura, ocurren al mismo tiempo y en la misma fase. Claramente en el caso de un impacto súbito esto no parece muy probable, debido a que sólo ocurrirá con unos pocos ciclos de cada modo. Sin embargo, en el caso de una vibración de gran duración, como un terremoto donde los picos máximos ocurren muchas veces y las diferencias de fase son arbitrarias, el método es aceptable.

7.2.2 Método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS). Este método asume que todos los valores modales máximos son estáticamente independientes. Los resultados en cada dirección se suman primero de forma vectorial por cada modo, seguido de un cálculo SRSS para todos los modos por cada entidad resultante. Se asume que las respuestas modales no están correlacionadas y los valores máximos por cada modo ocurrirán en un instante de tiempo diferente. Estos resultados son optimistas y representan un límite inferior en los valores máximos dinámicos. El método SRSS puede subestimar los valores máximos reales ya que el resultado es un valor máximo probable para el periodo de tiempo usado en el análisis de espectros de respuesta. El resultado obtenido con este método suele aumentarse con un factor de seguridad de 1.5 a 2.0.

7.2.3 Método de Combinación Cuadrática Completa (CQC). El método CQC por sus siglas en inglés 'Complete Quadratic Combination', fue desarrollado por Wilson, et al (Wilson, 2004). Este método toma en cuenta el acoplamiento estadístico entre los modos espaciados más cercanos causados por amortiguación modal y utiliza los coeficientes de acoplamiento modal ρ_{ij} , los cuales son una aproximación de los coeficientes de acoplamiento para una excitación de ruido blanco propuestos por los mismos autores. La forma en que el método entrega el valor de una variable de respuesta R viene dada por:

$$R = \sqrt{\sum_i \sum_j r_i \rho_{ij} r_j} \quad 35$$

Donde r_i es la contribución del modo i a la respuesta global. Nótese que estos términos pueden ser positivos o negativos dependiendo del factor de participación modal correspondiente. Por otra parte, ρ_{ij} , es el coeficiente de acoplamiento modal, el cual es siempre positivo, Crempien et al. (Crempien, Marihuen, & Giuliano, 1989)

En los siguientes apartados se procede a diseñar por medio del AME el edificio objeto de este estudio. El primer paso consiste en obtener la demanda sísmica por medio del espectro elástico de diseño colombiano. Después se establece el sistema estructural y, finalmente, se usa el AME para obtener las solicitaciones sísmicas a las cuales será sometida la estructura. Esto último con el fin de encontrar las características de los materiales y las dimensiones de los elementos estructurales que componen el sistema de resistencia sísmica. Cabe destacar que el edificio propuesto es hipotético y que realmente no será construido. Sin embargo, las

características del emplazamiento han sido tomadas del diseño de otro edificio proyectado por el autor del presente trabajo.

7.3 Definición del espectro elástico de diseño

Para definir el espectro elástico de diseño en Colombia, se deben seguir los pasos dados en la normativa nacional NSR-10 y el estudio de suelos local del sitio o lote de emplazamiento del edificio. El primer paso es establecer la zona de amenaza sísmica. Para esto resulta necesario localizar el lugar donde se construirá la edificación dentro de los mapas de zonificación sísmica dados en el Capítulo A.2 de la NSR-10.

7.3.1 Localización. El edificio se encuentra ubicado en la ciudad de Bucaramanga, departamento de Santander. Es importante destacar que Bucaramanga se localiza a 3 kilómetros al oeste del área de influencia del Sistema de Fallas de Bucaramanga.

7.3.2 Nivel de amenaza sísmica. La edificación se localiza dentro de la zona de amenaza sísmica alta, tal como se observa en el Mapa de la Figura 7.

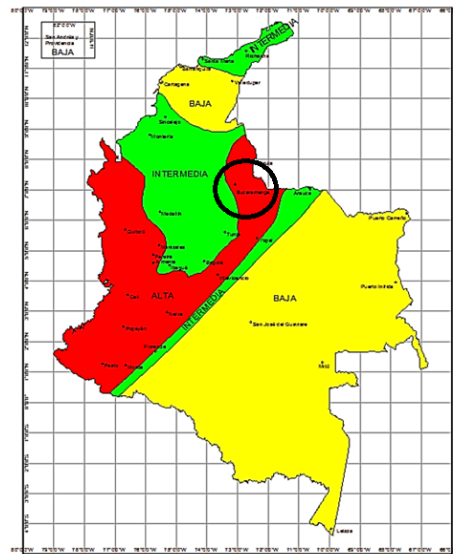


Figura 7. Localización de la zona de amenaza sísmica (Alta). Adaptado de Reglamento Colombiano de construcción sismo-resistente NSR-10, (Figura A.2.3-1).

Los parámetros del movimiento sísmico de diseño, A_a (aceleración pico efectiva) y A_v (velocidad pico efectiva), se definen de acuerdo a los literales A.2.2.2 y A.2.2.3, de la NSR-10, tal y como se muestra en la Figura 8 y en la Figura 9.

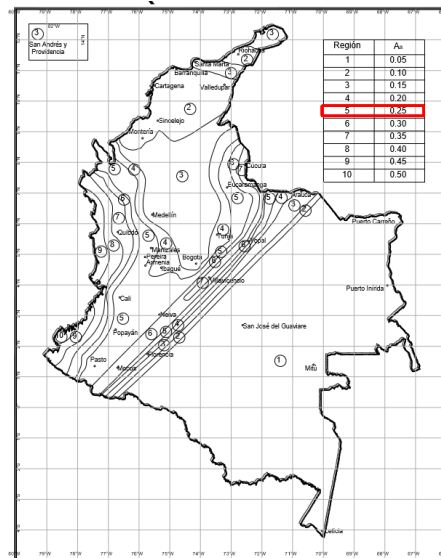


Figura 8. Parámetros del movimiento $A_a=0.25$. Adaptado de: Reglamento Colombiano de construcción sismo-resistente NSR-10. (Figura A.2.3-2).

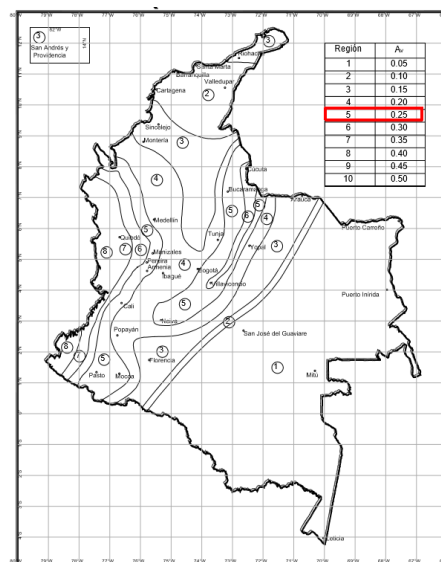


Figura 9. Parámetros del movimiento $A_v=0.25$. Adaptado de: Reglamento Colombiano de construcción sismo-resistente NSR-10. (Figura A.2.3-3).

Una vez caracterizados los parámetros del movimiento, se debe determinar el perfil del suelo a través de la velocidad de onda de corte. Para encontrar la velocidad de onda de cortante a través de los mantos de suelo que componen el lote estudiado se recomienda realizar un ensayo ‘*DownHole*’. Este tipo de estudio tiene los siguientes objetivos:

- Determinar los tiempos de arribo y velocidades de propagación de las ondas longitudinal “P” y transversal “S” de los materiales que constituyen el perfil de suelo del sector.
- Determinar con base en las velocidades anteriores el perfil de suelo correspondiente a cada estrato y definir el perfil geotécnico de acuerdo a los requisitos planteados en la NSR-10.

De acuerdo al estudio de suelos realizado, la velocidad de onda de cortante, para el sitio de emplazamiento del edificio, es menor a 760 m/s en la profundidad donde se cimentará la estructura. A continuación se muestra la clasificación de los perfiles de suelos según la NSR-10 (ver Tabla 1).

Tabla 1. Descripción del tipo de perfil del suelo del lote (B).

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 $\bar{q}_u \geq 100$ 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 $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{q}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
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	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{q}_u$
F	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: F ₁ — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F ₂ — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3$ m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F ₃ — Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5$ m con Índice de Plasticidad $IP > 75$) F ₄ — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 36$ m)	

Adaptado de Reglamento Colombiano de construcción sismo-resistente NSR-10. (Tabla A.2.4-1).

El siguiente paso consiste en obtener las características de la estratificación del suelo por medio de los coeficientes de sitio F_a y F_v , (ver Tabla 2 y Tabla 3)

Tabla 2. Valores del parámetro F_a , para tener en cuenta los efectos de sitio en el rango de periodos cortos. Para el caso de estudio $F_a=1.15$.

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

Adaptado de Reglamento Colombiano de construcción sismo-resistente NSR-10. (Tabla A.2.4-3)

Tabla 3. Valores del parámetro F_v , para tener en cuenta los efectos de sitio en el rango de periodos intermedios. Para el caso de estudio $F_v=1.55$.

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

Adaptado de Reglamento Colombiano de construcción sismo-resistente NSR-10. (Tabla A.2.4-4)

7.3.3 Factor de importancia de las estructuras. Para definir el espectro elástico de aceleraciones se debe clasificar la estructura dentro de uno de los grupos de uso que establece la NSR-10 (ver Tabla 4). El coeficiente de importancia se usa para modificar el espectro de demanda de acuerdo a las ecuaciones de la normativa NSR-10. Para el caso de estudio se tiene que el grupo de uso de la estructura es I y, por tanto, el coeficiente de importancia es $I=1$.

Tabla 4. Definición del grupo de uso (I) y coeficiente de importancia de la estructura (1.0).

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

Adaptado de Reglamento Colombiano de construcción sismo-resistente NSR-10. (Tabla A.2.5-1)

7.3.4 Espectro elástico de diseño. El espectro elástico de diseño en aceleraciones viene dado por las ecuaciones que se muestran en la Tabla 5. La forma del espectro para la zona de estudio se muestra en la Figura 10. Este espectro de respuesta elástico corresponde a un oscilador lineal simple que se encuentra en una superficie libre del terreno para aceleraciones horizontales con un amortiguamiento de referencia del 5% respecto al crítico.

Tabla 5. Definición del espectro de aceleraciones de diseño.

Ecuación	Cálculo	Resultado	Condición
$T_0 = 0.10 \frac{A_v F_v}{A_a F_a}$	$T_0 = 0.10 * \frac{0.25 * 1.55}{0.25 * 1.15}$	0.13	
$T_c = 0.48 \frac{A_v F_v}{A_a F_a}$	$T_c = 0.48 * \frac{0.25 * 1.55}{0.25 * 1.15}$	0.65	
$T_L = 2.40 F_v$	$T_L = 2.40 * 1.55$	3.72	
$S_a = 2.50 A_a F_a I$	$S_a = 2.50 * 0.25 * 1.15 * 1.00$	0.72	Ta < Tc
$S_a = 1.20 \frac{A_v F_v I}{T}$	$S_a = 1.20 * \frac{0.25 * 1.55 * 1.00}{T}$	0.465/T	Tc < Ta < TL
$S_a = 1.20 \frac{A_v F_v T_L I}{T^2}$	$S_a = 1.20 * \frac{0.25 * 1.55 * 3.72 * 1.00}{T^2}$	1.73/T ²	Ta > TL

Adaptado de Reglamento Colombiano de construcción sismo-resistente NSR-10. (Figura A.2.6-1)

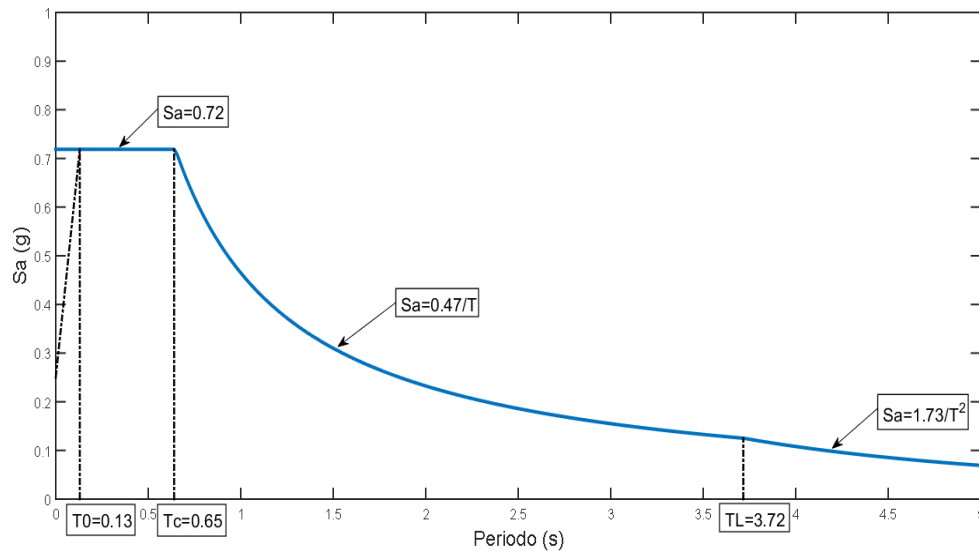


Figura 10. Espectro elástico de aceleraciones de diseño, para el lote de emplazamiento. Adaptado de Reglamento Colombiano de construcción sismo-resistente NSR-10. (Figura A.2.6-1)

7.4 Características de la estructura objeto de estudio

7.4.1 Propiedades de los materiales. En la construcción de edificaciones se emplea una amplia gama de materiales. En el análisis y diseño estructural los más utilizados son el acero, el concreto, la mampostería y la madera. Aunque en años recientes éste último material a caído en desuso debido a las políticas ambientales que buscan conservar los bosques y a su capacidad como comburente, lo cual pone en peligro las estructuras construidas con este material.

7.4.1.2 Concreto: El concreto es un material pétreo, artificial, obtenido de la mezcla, en proporciones determinadas, de cemento, agregados tanto finos como gruesos y agua. El agua y el cemento forman una pasta que rodea a los agregados, constituyendo un material heterogéneo, relativamente frágil que presenta comportamiento inelástico en casi todo su rango de trabajo.

7.4.1.2.1 Propiedades mecánicas: La principal ventaja del concreto es su alta resistencia a compresión. Además, tiene buena resistencia a la humedad, a la oxidación, al fuego y al desgaste. La principal desventaja es la baja resistencia a tensión y al ataque de algunos agentes químicos. A continuación se describen brevemente algunas de sus propiedades.

1. Resistencia a compresión:

La resistencia mecánica del concreto frecuentemente se identifica con su resistencia a compresión, no sólo porque es la propiedad mecánica más sencilla y práctica de determinar sino porque ésta representa la condición de carga en la que el material exhibe mayor capacidad para soportar esfuerzos. Generalmente la resistencia a compresión para diseño se designa con el símbolo f'_c a sus 28 días de edad.

2. Módulo de elasticidad y relación de Poisson:

El módulo de elasticidad es la relación que existe entre el esfuerzo y la deformación unitaria axial al estar sometido el concreto a esfuerzos de compresión dentro del comportamiento elástico. La relación de Poisson es la relación entre las deformaciones transversal y longitudinal cuando se somete el concreto a esfuerzos de compresión dentro del campo elástico.

7.4.1.2.2 Curva esfuerzo deformación del concreto: La relación esfuerzo-deformación es una propiedad del concreto que se idealiza a partir de la agrupación de los resultados de varios ensayos realizados siguiendo procedimientos estandarizados. En la Figura 11 se muestra la relación esfuerzo-deformación para un cilindro de concreto simple. El principal resultado del ensayo es la resistencia a la compresión. Al inicio de la curva, hasta un valor del esfuerzo de compresión de $0.5f'_c$, la relación es relativamente lineal. A partir de este esfuerzo, la relación constitutiva adquiere características no lineales que se van incrementando a medida que el esfuerzo de compresión se aproxima al máximo. El valor de f'_c se presenta para deformaciones axiales unitarias ϵ_0 , del orden 0.003. Gallego & Sarria (2010).

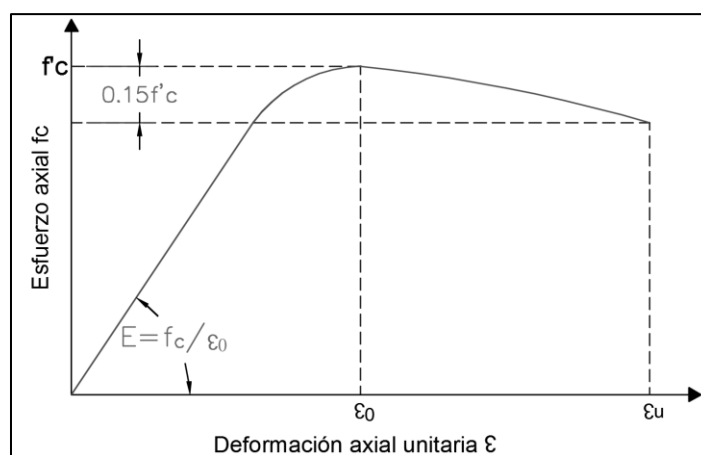


Figura 11. Curva esfuerzo esfuerzo-deformación del concreto, para cilindros cargados en compresión axial. Adaptado de Park y Paulay. Estructuras de Concreto Reforzado.

7.4.1.3 Acero: El acero es uno de los materiales de fabricación y construcción más versátil, más adaptable y de uso ampliamente extendido. Sus propiedades pueden ser tratadas de acuerdo a las necesidades específicas mediante calor, trabajo mecánico, o mediante aleaciones. El acero

se utiliza para la construcción de diferentes tipos de estructuras civiles entre estas los edificios altos.

7.4.1.3.1 Propiedades mecánicas: El acero es un material con alta resistencia, trabajabilidad, buena resistencia al desgaste y soldabilidad entre otras. Algunas de sus desventajas son, la oxidación y la baja resistencia al fuego.

Aunque es difícil establecer las propiedades físicas y mecánicas del acero debido a que estas varían con los ajustes en su composición y los diversos tratamientos térmicos, químicos o mecánicos, es posible encontrar aceros de características distintas para infinidad de aplicaciones. A continuación se describen brevemente algunas de sus propiedades.

1. Resistencia mecánica.

La resistencia mecánica del acero es alta si se somete a esfuerzos de tracción y compresión debido a la contribución química que presentan sus componentes. La resistencia a tracción y compresión se obtienen por medio de ensayos en los que se evalúa su límite elástico y el esfuerzo a rotura.

2. Ductilidad.

Una de las más relevantes características del acero es la ductilidad. La ductilidad es la capacidad de deformación que presenta el material manteniendo el nivel de carga después de exceder el límite elástico.

7.4.1.3.2 Curva esfuerzo deformación del acero: Para obtener la curva esfuerzo deformación del acero se requiere de un ensayo de laboratorio de tracción directa. En la Figura 12 se muestra la gráfica de la relación constitutiva del acero. Esta curva es diferente para cada tipo de acero ya que depende de su composición química y cristalográfica. No obstante, se caracteriza por presentar una zona inicial elástica con módulo elástico E_s , hasta un valor de fuerza denominado fuerza de fluencia f_y . A partir de la fuerza de fluencia aumenta la deformación del material manteniendo el nivel de fuerza. Luego se aprecia un incremento de la resistencia o endurecimiento por deformación para llegar a su punto máximo de esfuerzo, f_u , y finalmente a la rotura.

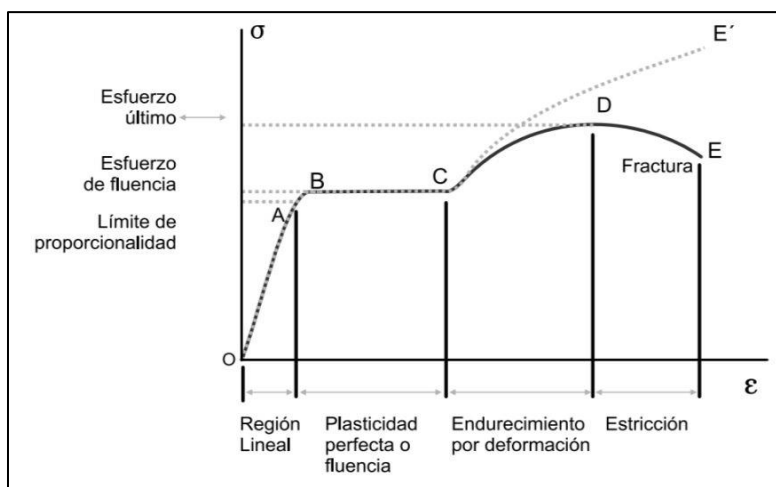


Figura 12. Curva esfuerzo-deformación de una barra de acero. Adaptado de Park y Paulay. Estructuras de Concreto Reforzado.

7.4.1.4 Concreto reforzado: El concreto reforzado es uno de los materiales más desarrollados en la construcción de edificaciones y obras civiles. Este material compuesto aprovecha de manera muy eficiente las características de buena resistencia en compresión,

durabilidad, resistencia al fuego y moldeabilidad del concreto junto con las de alta resistencia en tensión y ductilidad del acero.

7.4.1.4.1 *Relación constitutiva del concreto reforzado:* A través del tiempo diferentes investigadores han propuesto diversos modelos constitutivos para el concreto confinado con estribos rectangulares, tal como se muestra en la Figura 13.

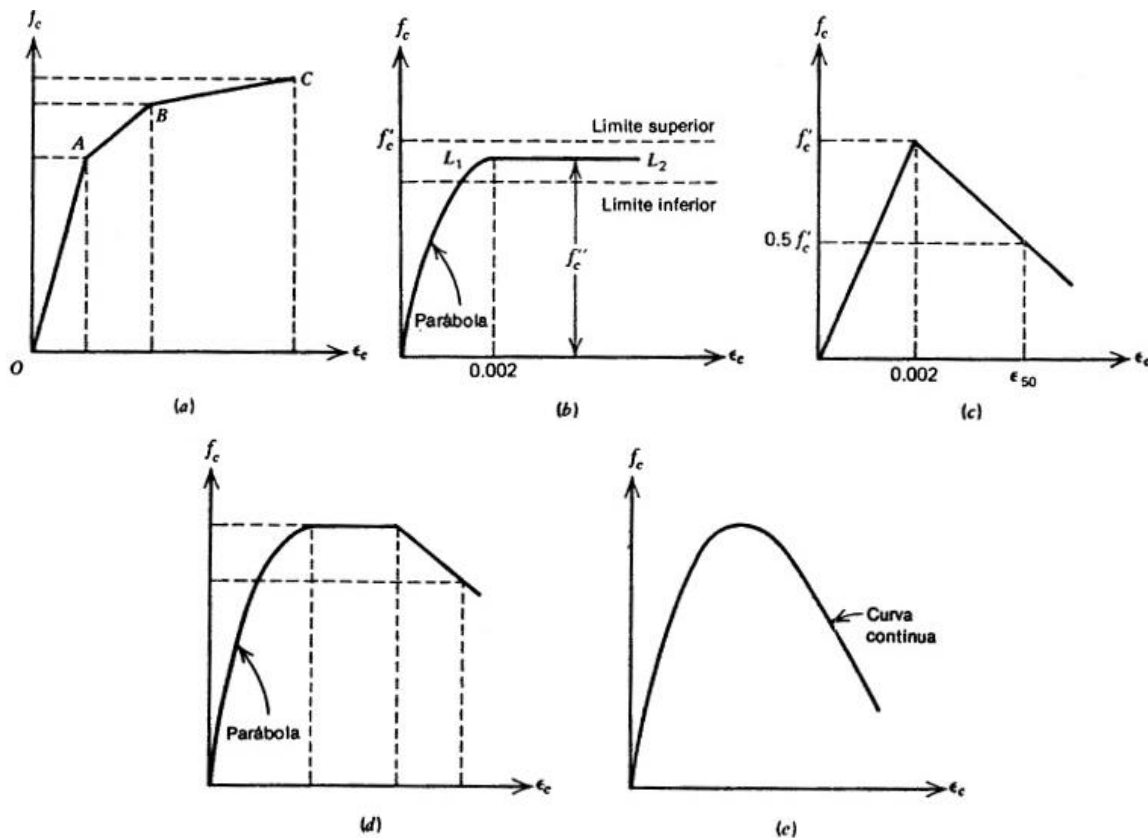


Figura 13. Relaciones esfuerzo-deformación del concreto confinado con estribos rectangulares propuestas por: a) Chan et al; b) Blume c) Baker ; d) Roy et al; e) Soliman et al. Adaptado de Park y Paulay. Estructuras de Concreto Reforzado.

En la Figura 13 (a) se observa la curva trilineal de Chan (Chan, 1955, págs. 121-132), donde la curva OAB representa el concreto no confinado y la rama BC depende del esfuerzo transversal. Igualmente Blume et al. (Blume, Newmark, & Corning, 1961, pág. 318) (ver Figura 13 (b)) propuso una curva trilineal, en la que OA representa la curva para el concreto no confinado hasta $0.85f'_c$ y ABC depende de la cuantía y del esfuerzo de cedencia del confinamiento transversal. Baker et al (Bake, Amarakone, & N., 1964, págs. 85-142) (ver 13 (c)) propuso una parábola hasta un esfuerzo máximo, que depende del gradiente de deformación a través de la sección y luego una rama horizontal hasta una deformación que depende del gradiente de deformación y de la cuantía de acero transversal. Roy et al, (Roy & Sozen, 1964, págs. 213-224), (ver Figura 13 (d)) sugieren reemplazar la rama descendente con una línea recta que tenga una deformación de $0.5f'_c$ relacionada linealmente con la cuantía de acero transversal, con el espaciamiento y con el área confinada. Sargin et al, (Soliman & Yu, 1967), (ver Figura 13 (e)) proponen una ecuación general que proporciona una curva continua esfuerzo-deformación relacionada con la cuantía, el espaciamiento y resistencia de cedencia del acero transversal y además con el gradiente de deformación a través de la sección y la resistencia del concreto. Por último y con base en la evidencia experimental existente, Kent et al, (Kent, 1971, págs. 1969-1990), proponen la curva esfuerzo-deformación para concreto confinado con estribos rectangulares que se muestra en la Figura 14. Esta relación combina muchas de las características propuestas anteriormente (ver Figura 13).

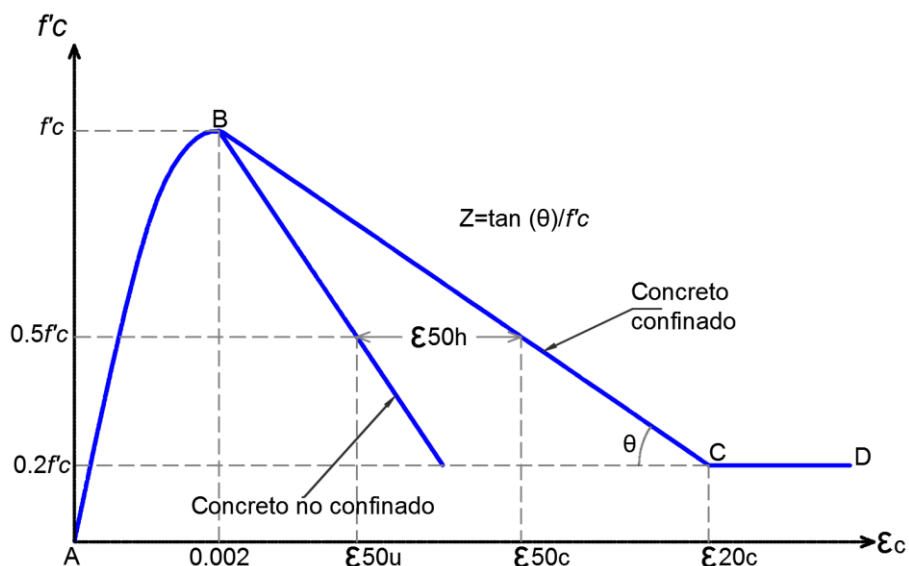


Figura 14. Diagrama esfuerzo-deformación del concreto confinado, propuesto por Kent y Park (1969). Adaptado de Park y Paulay. Estructuras de Concreto Reforzado.

El material utilizado para el diseño de los elementos que componen la estructura sismo-resistente será el concreto reforzado. Este material presentará tres módulos de compresión para el concreto tal y como se muestra en las Tabla 3-6, Tabla 3-7 y Tabla 3-8

Tabla 6. Configuración de elementos tipo columna.

COLUMNAS					
UBICACIÓN/EJES	N° DE COL	SECCION (Cm)	NIVEL DE ARRANQUE (m)	NIVEL DE CAMBIO (m)	f'_c (MPa)
B-1/C-1/H-1/B-2/B-7/B-8/C-8/H-8	8	50X50	N+0.00	N+15.00	28
		60X140	N+0.00	N+15.00	42
		60X120	N+15.00	N+30.00	42
		50X120	N+30.00	N+60.00	42
C-3/C-6/D-2/D-7/G-2/G-7/H-3/H-6	8	50X120	N+60.00	N+102.00	35
		50X120	N+102.00	N+120.00	35
		60X120	N+0.00	N+30.00	42
		50X120	N+30.00	N+45.00	42
D-2/D-7/G-2/G-7/H-3/H-6	6	50X100	N+45.00	N+60.00	42
		50X100	N+60.00	N+102.00	35
		50X100	N+102.00	N+120.00	35
		50X100	N+120.00	N+120.00	35
H-2/H-7	2	50X100	N+102.00	N+120.00	35

Tabla 7. Configuración de elementos tipo muro.

MUROS					
UBICACIÓN/EJES	N° DE MUROS	SECCION (Cm)	NIVEL DE ARRANQUE (m)	NIVEL DE CAMBIO (m)	f'c (MPa)
A(1-2)/A(7-8)	2	20X800	N+0.00	N+15.00	35
D(1-1')/D(7'-8)/G(1-1')/G(7'-8)	4	20X300	N+0.00	N+15.00	35
3(A-B)/6(A-B)		20X700	N+0.00	N+15.00	35
D(3-6)/G(3-6)	2	35X750	N+0.00	N+15.00	42
		30X750	N+15.00	N+24.00	42
		25X750	N+24.00	N+120.00	35
3(D-E)/3(F-G)/4(D-E)/4(F-G)/5(D-E)/5(F-G)/6(D-E)/6(F-G)	8	25X250	N+0.00	N+120.00	35

Tabla 8. Configuración de elementos tipo viga.

VIGAS			
SECCION (Cm)	NIVEL DE ARRANQUE (m)	NIVEL DE CAMBIO (m)	f'c (MPa)
40X50	N+0.00	N+120.00	28

7.4.2 Definición de las características del sistema de resistencia sísmica de las estructuras. Para definir el sistema estructural del edificio, es necesario cumplir con los requisitos mínimos que describe el código colombiano de diseño sismo resistente, NSR-10. Según la NSR-10, *“El sistema de resistencia sísmica de la edificación debe clasificarse dentro de uno de los sistema estructurales dados en A.3.2 y debe cumplir los requisitos indicados en el presente Título A del Reglamento y los propios del material estructural que se indiquen en el Título correspondiente y para el grado de disipación de energía en el rango inelástico apropiado.”*

El uso de estos sistemas es limitado dependiendo de la zona de amenaza sísmica donde se encuentre localizada la edificación, el tipo de material estructural a emplear, la altura, el grado de irregularidad y la forma en que se dispongan los elementos que deben responder ante los movimientos sísmicos esperados. Existen distintos niveles de disipación de energía y su uso también viene condicionado por lo expuesto anteriormente. En función de la capacidad de

disipación de energía los sistemas se pueden clasificar como de disipación especial (DES), moderada (DMO) o mínima (DMI). La estructura que se va a estudiar en este trabajo se encuentra ubicada en zona de sismicidad alta y, por tanto, la capacidad de disipación de energía debe ser especial DES.

Debido a que el edificio cuenta con 120 metros de altura, medidos desde la cimentación hasta la cubierta, se debe clasificar como un sistema de resistencia sísmica tipo Dual, tal y como se muestra en la Figura 15.

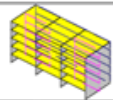
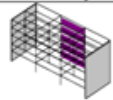
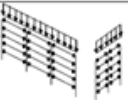
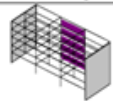
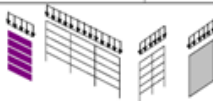
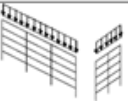
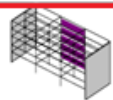
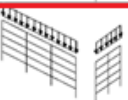
SISTEMAS ESTRUCTURALES DE RESISTENCIA SÍSMICA			
SISTEMA		CARGAS VERTICALES	FUERZAS HORIZONTALES
MUROS DE CARGA			
COMBINADO			
			
PÓRTICO			
DUAL			

Figura 15. Definición del sistema estructural. Tipo Dual: Muros y pórticos estructurales. Fuente: Reglamento Colombiano de construcción sismo-resistente NSR-10.

De acuerdo a la NSR-10 el sistema Dual “*Es un sistema estructural que tiene un pórtico espacial resistente a momentos y sin diagonales, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales*”. Los sistemas duales han conducido a un amplio intervalo de combinaciones estructurales para el diseño sísmico. Muchos de estos sistemas estructurales son compuestos o

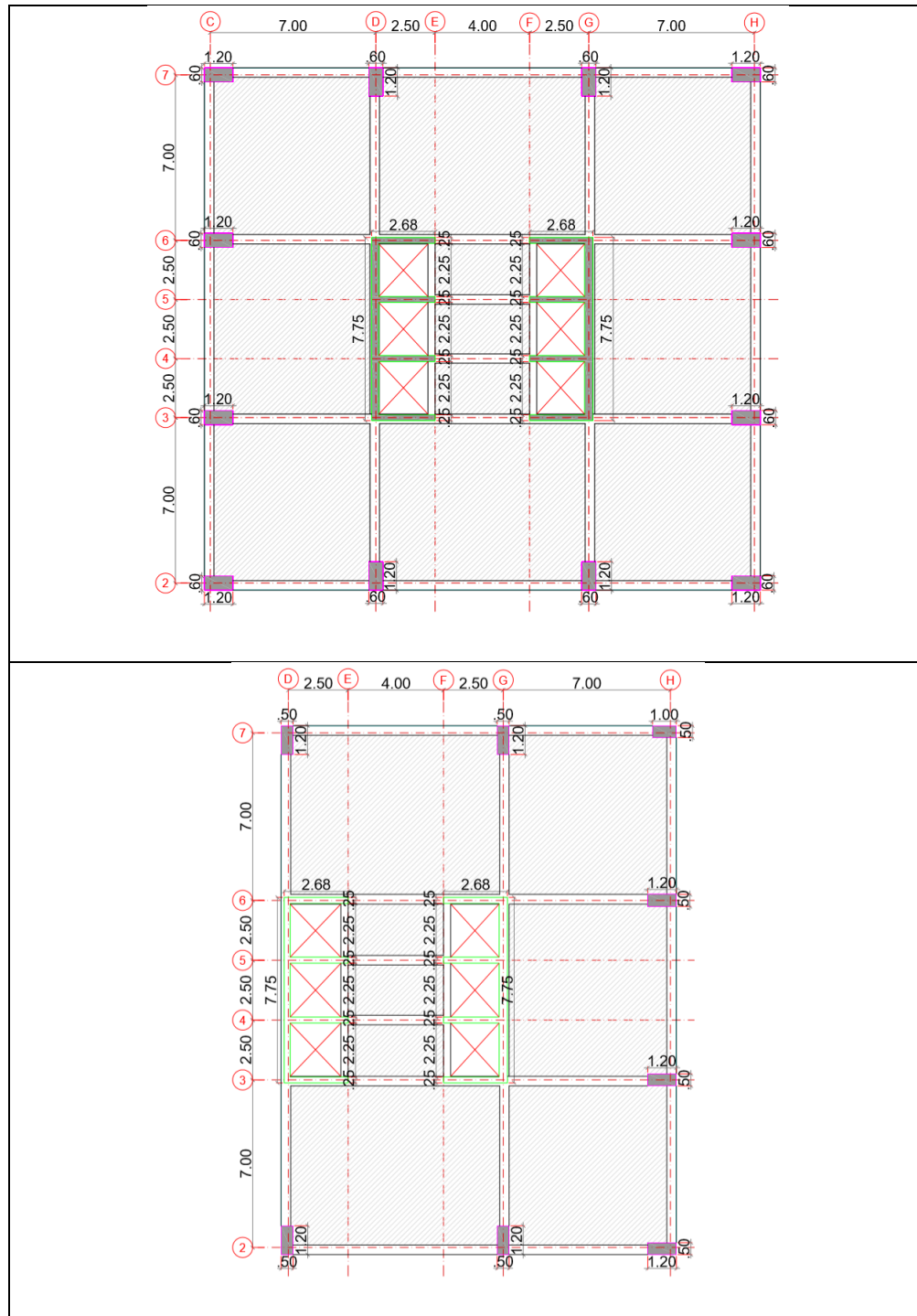


Figura 16. Configuración estructural, plantas tipo (N+3.00, N+18.00, N+120.00), sistema tipo Dual: Muros y pórticos estructurales.

7.4.3 Descripción del modelo estructural. Para estimar la respuesta dinámica de la estructura se ha hecho un modelo en tres dimensiones utilizando elementos tipo Frame y Shell. Los elementos tipo Frame son utilizados para modelizar vigas y columnas; para considerar la placa de entrepiso y los muros estructurales se usan elementos tipo Shell. De acuerdo al tipo de cimentación, la rigidez y la capacidad de los suelos que sirven de apoyo, se considerará para efectos del modelo que el edificio se encuentra empotrado en la base. A continuación en la Figura 17 se puede ver el modelo estructural en 3-D utilizando el software de análisis ETABS 2015 Ultimate.

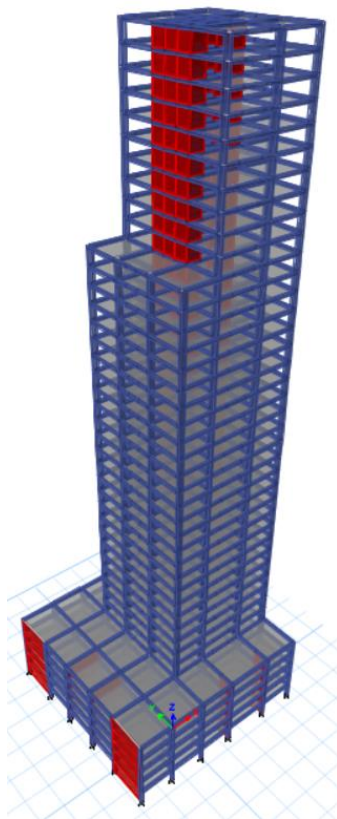


Figura 17. Modelo estructural 3-D, elaborado utilizando elementos finitos con el software Etabs 2015 Ultimate Versión 15.2.0 Computers and Structures, Inc.

7.5 Análisis de la estructura

Para calcular las solicitaciones asociadas a la demanda sísmica de la estructura, por medio del AME, se procede a ejecutar los pasos descritos en la normativa de diseño colombiana NSR-10. De acuerdo a la NSR-10, en el capítulo A.4.2, se tiene que: *“El valor del período fundamental de la edificación, T , debe obtenerse a partir de las propiedades de su sistema de resistencia sísmica, en la dirección bajo consideración, de acuerdo con los principios de la dinámica estructural, utilizando un modelo matemático linealmente elástico de la estructura”*. A partir del modelo estructural se ha llevado a cabo el análisis modal para estimar los modos de vibrar del edificio y sus periodos de vibración.

7.5.1 Obtención de las características dinámicas de la estructura. El modo fundamental del edificio es 4.77 segundos y tiene un factor de participación de masa del 60%. En la Figura 18 se muestran los tres primeros modos de vibración de la estructura. Así como en la Figura 19 se muestran la primeras seis formas modales de la estructura.

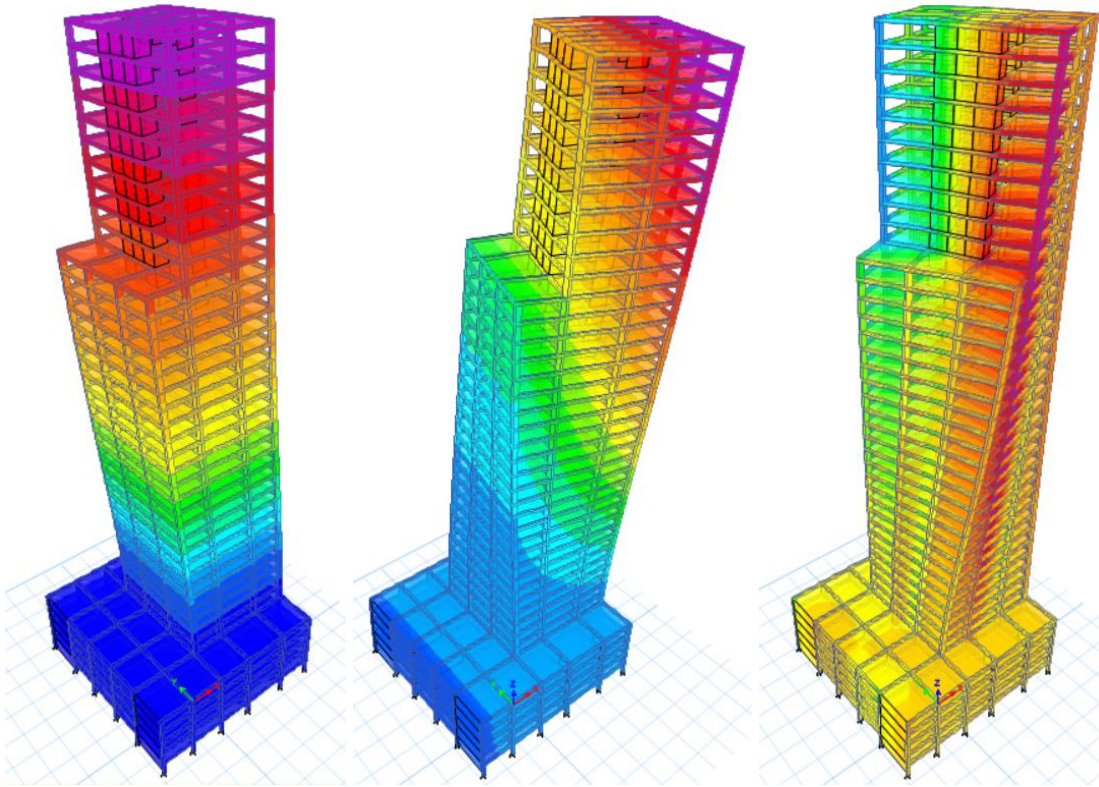
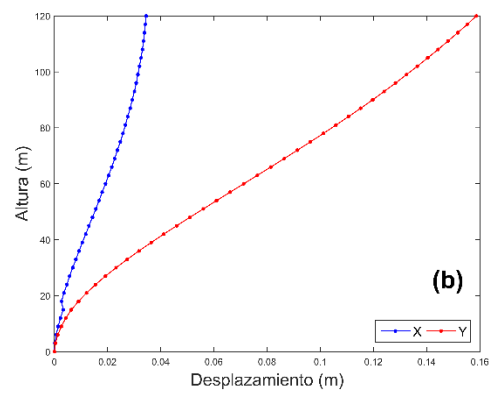
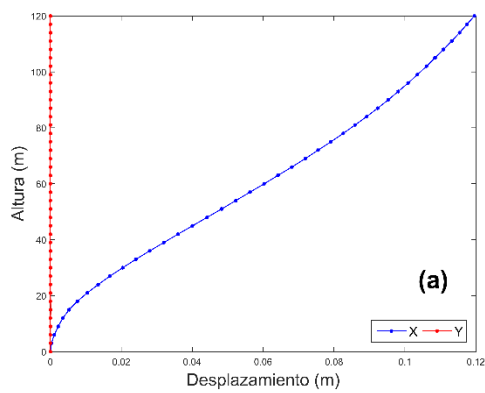


Figura 18. Primero, segundo y tercer modo de vibración $T_1=4.71\text{Seg}$. $T_2=4.42\text{Seg}$. $T_3=3.72\text{Seg}$



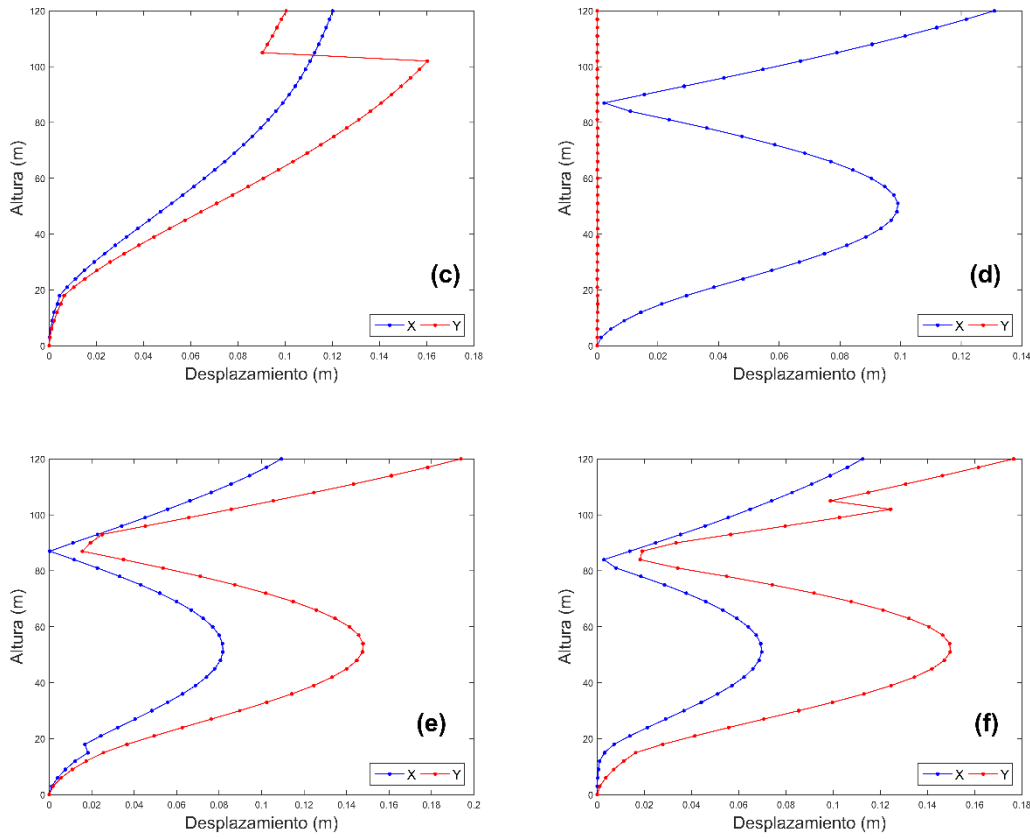


Figura 19. Formas modales de la estructura. a) Modo 1, $T_1=4.77$ s; b) Modo 2, $T_2=4.42$ s; c) Modo 3, $T_3=3.72$ s; d) Modo 4, $T_4=1.45$ s; e) Modo 5, $T_5=1.22$ s; f) Modo 6, $T_6=1.06$ s

7.5.2 Cortante en la base calculado por medio del AME. Después de realizar el análisis modal espectral y luego de efectuar la combinación modal por medio del método CQC se procede a calcular los desplazamientos y cortantes de la estructura. El cálculo del cortante basal permite determinar la fuerza lateral total como consecuencia de las fuerzas que se inducen a un sistema de múltiples grados de libertad, distribuyéndolo posteriormente a través de la altura de la estructura. El cortante basal se utiliza de una manera simplificada para el cálculo de la resistencia con la que debe contar la estructura. En la Figura 20 y Figura 21, se muestra el cortante en las dos direcciones principales del edificio resultantes del AME.

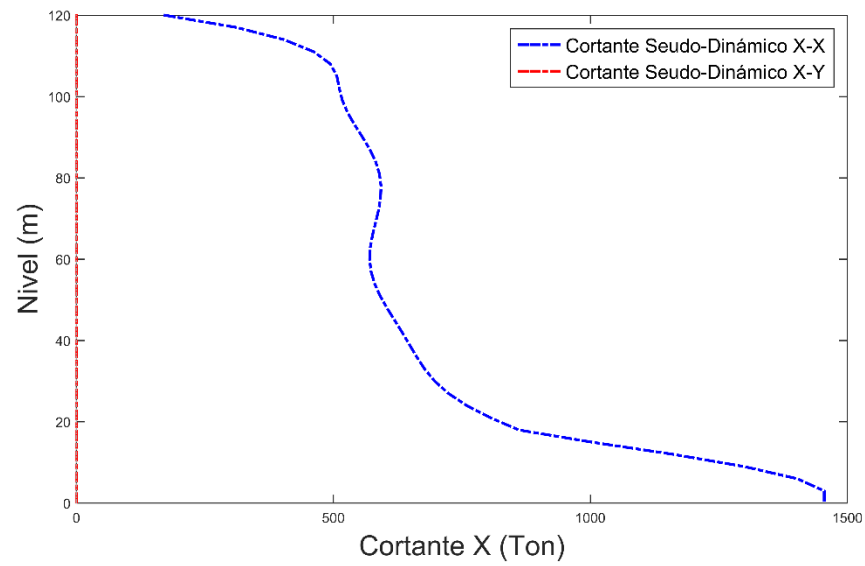


Figura 20. Cortante basal en X y Y debido a la fuerza aplicada en dirección X

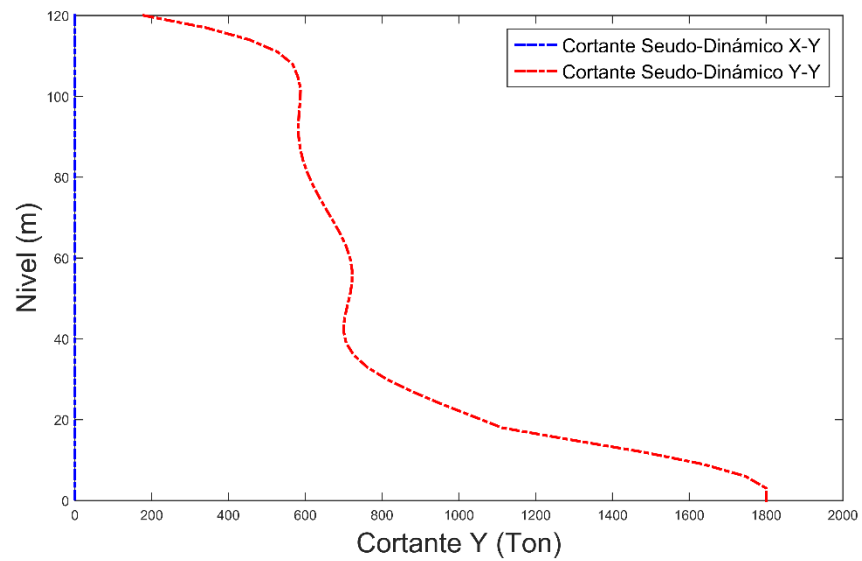


Figura 21. Cortante basal en X y Y debido a la fuerza aplicada en dirección Y

Es importante mencionar que la norma colombiana indica que el valor del cortante basal, para cualquiera de las direcciones de análisis, calculado a través del método CQC, no debe ser menor que el 80 por ciento para estructuras regulares o que el 90 por ciento para estructuras irregulares, del cortante sísmico en la base obtenido por medio del ‘*método de la fuerza horizontal equivalente*’, tal como se expone en el capítulo A.4 de la NSR-10.

7.5.2.1 Método de la fuerza horizontal equivalente: El método de la fuerza horizontal equivalente, FHE, o método lineal estático, es utilizado para evaluar las fuerzas sísmicas de diseño de una manera simplificada considerando sólo la aceleración espectral asociada al primer modo de vibración. Este método consiste en reemplazar las fuerzas del sismo por fuerzas estáticas, las cuales son aplicadas a nivel de cada piso o en donde haya concentración de masa. Para ejecutar el método FHE se deben seguir los siguientes pasos:

- Evaluación de la masa: El cálculo de la masa debe tener en cuenta todas las cargas muertas o permanentes de la estructura. Se debe tener en cuenta el peso propio de la estructura, el peso de los elementos no estructurales y de los acabados. En el caso de estudio la masa tiene un valor igual a 2401.5 Ton Seg²/m. Esta masa es calculada por el software de análisis.

- Cálculo del periodo fundamental: La NSR-10 propone una alternativa simplificada para el cálculo del valor del periodo mediante la ecuación 36 (ver capítulo A.4.2.2 de la NSR-10)

$$T_a = C_t h^\alpha$$

donde C_t y α siguen los valores mostrados en la Tabla 9. Para la estructura aquí estudiada el valor de h es igual a 120.00 m medidos desde la base o fundación del edificio hasta la cubierta.

- **Determinación del cortante basal:** El cortante sísmico en la base, según la NSR-10, es la suma de la totalidad de los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos de diseño en la dirección en estudio y se obtiene por medio de la ecuación 37:

$$V_s = S_a g M \quad 37$$

donde S_a es la aceleración pico efectiva como fracción de la gravedad medida en el espectro elástico para el período T_a de la edificación, g es la gravedad y M es la masa de la estructura.

Tabla 9. Valores de los parámetros C_t y α para el cálculo del periodo aproximado T_a .

Sistema estructural de resistencia sísmica	C_t	α
Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.047	0.9
Pórticos resistentes a momentos de acero estructural que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.072	0.8
Pórticos arriostrados de acero estructural con diagonales excéntricas restringidas a pandeo.	0.073	0.75
Todos los otros sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería	0.049	0.75
Alternativamente, para estructuras que tengan muros estructurales de concreto reforzado o mampostería estructural, pueden emplearse los siguientes parámetros C_t y α , donde C_w se calcula utilizando la ecuación A.4.2-4.	$\frac{0.0062}{\sqrt{C_w}}$	1.00

Adaptado de Reglamento Colombiano de construcción sismo-resistente NSR-10. (Tabla A.4.2-1)

Al realizar el ajuste del cortante en la base, de acuerdo a los requisitos del capítulo A.5.4.5 de la NSR-10, se deduce que para el caso de estudio el cortante calculado por el método de la FHE es menor al calculado por medio del método AME. Por tanto, la estructura no requiere ajuste de los resultados del cortante basal. El cálculo de estos cortantes y la comparación de los mismos se puede observar en la Tabla 10.

Tabla 10. *Ajuste del cortante basal.*

FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE										
Dirección	Ct	α	h (m)	Cu	Ta (Seg)	Cu*Ta (Seg)	Sa (Estatico)	Masa (Kg ^f s ² /m)	Vs (Estatico) (Kg ^f)	90% Vs FHE
X	0.047	0.90	120.00	1.45	3.494	5.067	0.028	2401500	660,733	594,660
Y	0.047	0.90	120.00	1.45	3.494	5.067	0.028	2401500	660,733	594,660

ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL (AME)						
Dirección	T (Dinámico) (Seg)	T<CuTa	Vs (dinámico) (Kg ^f)	% Ajuste	Factor	Ajuste
X	4.770	Ok	1,455,000	90 %	1.00	No requiere
Y	4.420	Ok	1,801,000	90 %	1.00	No requiere

Es importante destacar que en el caso estudiado no resulta necesario hacer la corrección por FHE debido a dos factores: 1) la participación de los modos superiores en la respuesta global de una estructura alta empieza a ser importante y 2) la aceleración espectral vinculada a los modos superiores es más alta si se compara con la asociada al modo fundamental. Estos dos factores desencadenan que la fuerza calculada por el método modal espectral sea superior a la fuerza calculada por el método de la FHE.

7.5.3 Cálculo de las derivas de piso. Los sismos acontecidos en los últimos años en diversas regiones del planeta, han dejado en evidencia la directa relación que existe entre el daño estructural y los niveles de desplazamiento lateral a los que son llevadas las estructuras durante

un terremoto. Como aprendizaje, estos terremotos indican que por lo general en los sitios en los que se proyectan estructuras siguiendo los lineamientos de una normativa sismo-resistente adecuada y la construcción es sometida a una supervisión estricta, el daño es menor en comparación con el observado en lugares donde no se han presentado tales circunstancias.

Por otra parte, la ductilidad y la redundancia estructural han probado ser los medios más efectivos para proporcionar seguridad contra el colapso, especialmente si los movimientos reales resultan más severos que los anticipados en la fase de diseño. La capacidad de una estructura de soportar daños significativos permaneciendo estable se puede atribuir por lo general a su resistencia, ductilidad y redundancia.

Anteriormente se pensaba que diseñar estructuras con resistencia suficiente para soportar cargas laterales en régimen elástico era el único requisito para afrontar con éxito un sismo de considerable magnitud. Si bien es cierto que este criterio es parte esencial en el diseño, es igualmente importante darle a las estructuras la habilidad de disipar de la manera más eficiente la energía introducida por el movimiento del suelo, cuando se sobrepasa la resistencia elástica.

En casos de sismos severos, es aceptable que buena parte de esta disipación se realice con deformaciones inelásticas que impliquen daño, siempre que no alcancen condiciones cercanas al colapso. Esto se traduce en darle a las estructuras una rigidez tal que limite sus desplazamientos laterales, pero al mismo tiempo, tengan una alta capacidad de disipación de energía mediante deformaciones inelásticas. Esto se logra proporcionándole a las estructuras ductilidad.

Particularmente, las estructuras más rígidas presentan un mejor comportamiento luego de un evento sísmico, ya que, tanto los mismos elementos estructurales como los no estructurales, sufren menos daño al limitarse la deflexión de cada piso. Generalmente los daños no estructurales se deben a las excesivas deformaciones que no pueden ser absorbidas por este tipo

de componentes. Por tal motivo y con el fin de controlar el daño, los códigos de diseño sísmo-resistente consideran necesario controlar los desplazamientos laterales con límites máximos y con procedimientos adecuados para estimar dichas deformaciones. Para tal fin, los códigos establecen un parámetro llamado deriva de piso, cuyo valor máximo depende de varios factores, tales como el material estructural (Acero, concreto, mampostería, madera, etc.), el tipo de sistema estructural, el nivel de daño que se esté dispuesto a aceptar en la estructura, entre otros.

En el numeral A.6.1.2 de la Norma Sismo Resistente colombiana se encuentra la definición de deriva: *“Se entiende por deriva el desplazamiento horizontal relativo entre dos puntos colocados en la misma línea vertical, en dos pisos o niveles consecutivos de la edificación.”*

El código de diseño colombiano da indicaciones para calcular tanto los desplazamientos horizontales como la deriva de piso y establece los límites máximos que no deben excederse en cualquiera de los pisos de la estructura analizada. En la Figura 22 y Figura 23 se muestran los desplazamientos de techo del edificio en dirección X y Y, respectivamente.

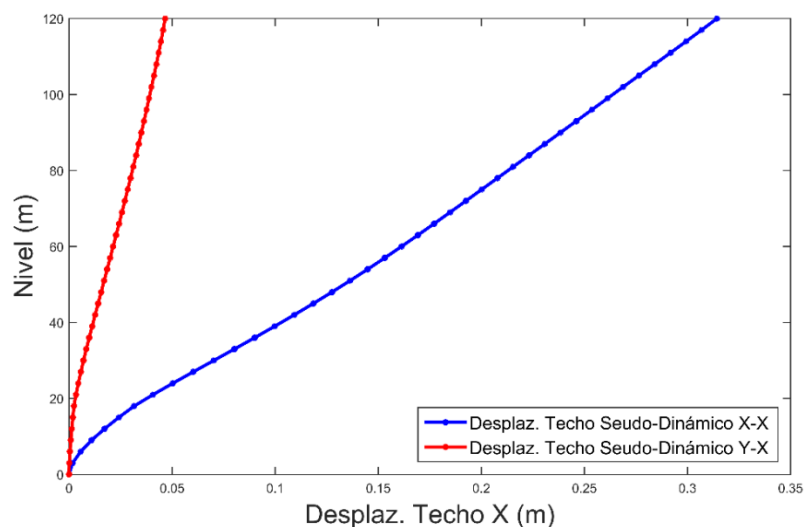


Figura 22. Desplazamiento horizontal de techo en X y Y debido a la fuerza aplicada en dirección

X

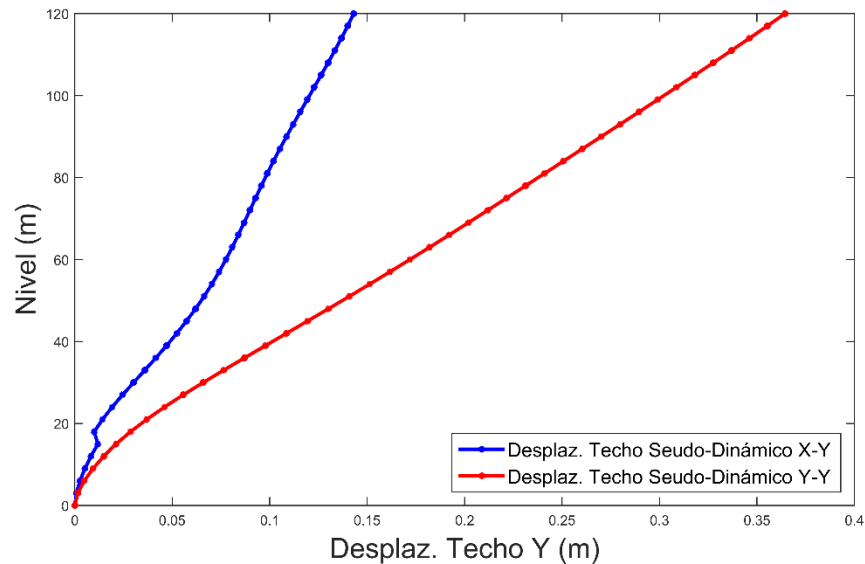


Figura 23. Desplazamiento horizontal de techo en X y Y debido a la fuerza aplicada en dirección Y

Según la NSR-10 la deriva máxima de piso para una estructura de concreto reforzado y con las características estructurales como las del edificio en estudio, no puede ser mayor a 1% de la altura de entrepiso. A continuación se muestran la deriva máxima de piso del edificio en dirección X y en Y. En la Figura 24 y la Figura 25 se puede observar que la deriva máxima en las dos direcciones no sobrepasa el umbral del 1% que establece la NSR-10.

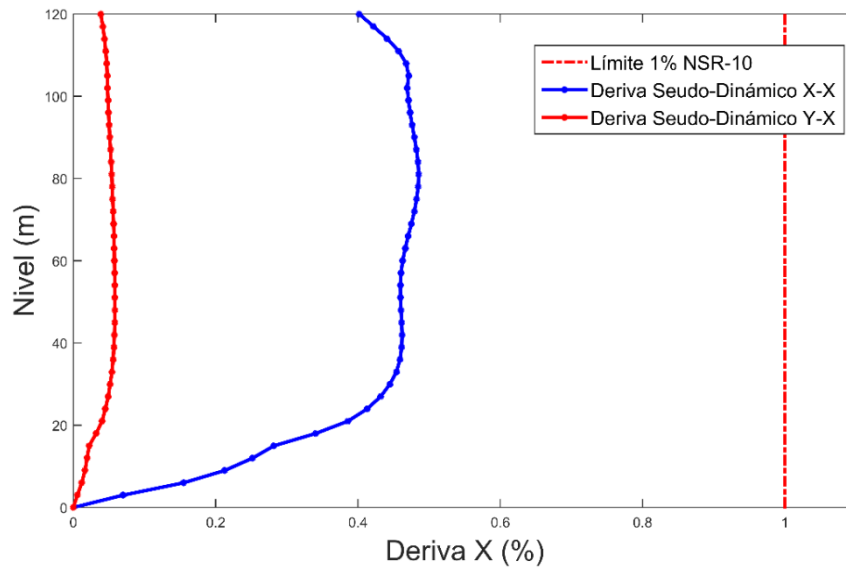


Figura 24. Deriva de piso debida a la fuerza aplicada en dirección X. Límite del uno por cien de acuerdo a la NSR-10 en el capítulo A.6.4.

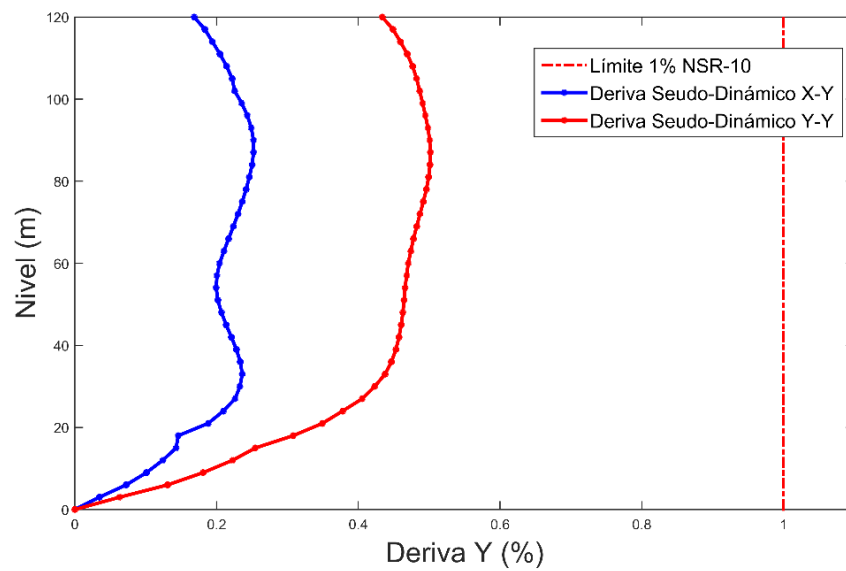


Figura 25. Deriva de piso debida a la fuerza aplicada en dirección Y. Límite del uno por cien de acuerdo a la NSR-10 en el capítulo A.6.4.

7.5.4 Momentos en la base. Durante un evento sísmico se desarrollan fuerzas inerciales que se ubican en los puntos donde están localizadas las masas de la edificación. Cada una de estas masas está sujeta a una aceleración propia de tal manera que la fuerza inercial para cada piso varía de acuerdo con las distribuciones que se conocen en la fase de diseño. El producto de cada fuerza inercial de piso por su altura con respecto a la cota de fundación produce un momento de vuelco que debe ser resistido por la cimentación. En edificios altos y esbeltos es de gran importancia realizar la verificación de estabilidad de la estructura ante este momento de vuelco.

Para determinar el momento de vuelco del edificio, con respecto al plano de fundación, se utiliza la ecuación 38.

$$Mv = \sum_{i=1}^n F_{x_i} h_i \quad 38$$

donde Mv es el momento de vuelco, F_{x_i} la fuerza inercial que se genera en el centro de masa de cada placa y h_i es la altura de cada placa desde la cota de fundación. Por otra parte, el momento estabilizador se determina de forma análoga para verificar el factor de seguridad al vuelco por medio de la ecuación 39:

$$Me = \sum_{i=1}^n w_i e \quad 39$$

donde Me es el momento estabilizador, w_i es la carga gravitatoria de cada nivel de la estructura y e es la distancia desde la recta de acción de la resultante de la sumatoria de los w_i hasta el punto de giro del edificio.

Una vez obtenidos los valores de M_v y Me , se debe realizar la verificación propuesta en la ecuación 40.

$$Me > 1.5M_v \quad 40$$

Si se cumple esta relación significa que el edificio resiste el momento de vuelco producido por la acción sísmica y, además, esto permite estimar el nivel de seguridad de la estructura al volcamiento. Para efectos de cálculo no se considera la acción simultánea de las cargas de viento y de la carga sísmica ya que su ocurrencia simultánea resulta improbable. En la Tabla 11 se muestran los cálculos del momento de volcamiento y del momento estabilizador del edificio, así como el factor de seguridad que presenta la estructura al volcamiento en dirección X.

Tabla 11. *Calculo del momento de volcamiento, el momento estabilizador y el factor de seguridad en dirección X.*

h_i	V_{xi}	$M_{vx}=V_{xi}*h_i$	e_x	P_{zi}	$M_{ex}=P_{zi}*e$
(m)	(Ton)	(Ton-m)	(m)	(Ton)	(Ton-m)
120.00	179.65	21557.88	7.85	439.66	3450.45
117.00	323.93	37899.92	7.93	879.32	6970.46
114.00	419.97	47876.32	7.93	1318.98	10455.69
111.00	480.60	53347.13	7.93	1758.64	13940.92
108.00	514.54	55569.90	7.93	2198.30	17426.14

hi	Vxi	Mvx=Vxi*hi	ex	Pzi	Mex=Pzi*e
(m)	(Ton)	(Ton-m)	(m)	(Ton)	(Ton-m)
105.00	528.37	55478.63	7.93	2637.96	20911.37
102.00	534.80	54549.97	11.33	3229.22	36577.43
99.00	542.58	53715.87	11.50	3820.49	43935.63
96.00	554.16	53199.48	11.50	4411.75	50735.18
93.00	568.79	52897.16	11.50	5003.02	57534.72
90.00	584.65	52618.46	11.50	5594.28	64334.26
87.00	599.47	52153.79	11.50	6185.55	71133.81
84.00	611.40	51357.26	11.50	6776.81	77933.35
81.00	619.40	50171.04	11.50	7368.08	84732.90
78.00	622.94	48589.41	11.50	7959.34	91532.44
75.00	622.18	46663.82	11.50	8550.61	98331.99
72.00	618.09	44502.52	11.50	9141.87	105131.53
69.00	612.12	42235.99	11.50	9733.14	111931.08
66.00	605.95	39992.86	11.50	10324.40	118730.62
63.00	601.55	37897.37	11.50	10915.67	125530.17
60.00	600.74	36044.21	11.50	11506.93	132329.71
57.00	604.57	34460.47	11.50	12098.20	139129.26
54.00	613.03	33103.68	11.50	12689.46	145928.80
51.00	625.30	31890.39	11.50	13280.73	152728.35
48.00	640.10	30724.88	11.50	13871.99	159527.89
45.00	655.94	29517.09	11.50	14465.95	166358.38
42.00	671.36	28197.12	11.50	15059.90	173188.88
39.00	685.87	26749.05	11.50	15653.86	180019.37
36.00	700.35	25212.69	11.50	16247.81	186849.86

hi	Vxi	Mvx=Vxi*hi	ex	Pzi	Mex=Pzi*e
(m)	(Ton)	(Ton-m)	(m)	(Ton)	(Ton-m)
33.00	716.75	23652.72	11.50	16841.77	193680.35
30.00	737.73	22132.00	11.50	17445.63	200624.69
27.00	766.18	20686.86	11.50	18049.48	207569.02
24.00	804.55	19309.25	11.50	18658.74	214575.53
21.00	853.75	17928.70	11.50	19268.00	221582.04
18.00	911.45	16406.08	11.50	19877.26	228588.55
15.00	1052.70	15790.43	17.87	20992.92	375153.89
12.00	1209.12	14509.41	18.14	22108.57	401128.97
9.00	1345.35	12108.19	18.27	23231.90	424507.30
6.00	1447.18	8683.09	18.27	24355.24	445033.63
3.00	1498.02	4494.07	18.27	25478.58	465559.96
0.00	0.00	0.00	18.27	0.00	0.00
Total=	27,885.18	1,403,875.16		459,430.02	6,025,324.57
				Mex/Mvx>1.50=	4.29

En la Tabla 12 se muestran los cálculos del momento de volcamiento y del momento estabilizador del edificio, así como el factor de seguridad que presenta la estructura al volcamiento en dirección Y.

Tabla 12. *Calculo del momento de volcamiento, el momento estabilizador y el factor de seguridad en dirección Y.*

hi	Vyi	Mvy=Vyi*hi	ey	Pzi	Mey=Pzi*e
(m)	(Ton)	(Ton-m)	(m)	(Ton)	(Ton-m)
120.00	188.14	22577.34	18.75	439.66	8243.63
117.00	354.96	41530.62	18.75	879.32	16487.25
114.00	473.83	54016.97	18.75	1318.98	24730.88
111.00	549.90	61038.37	18.75	1758.64	32974.50
108.00	590.86	63812.63	18.75	2198.30	41218.13
105.00	605.09	63534.58	18.75	2637.96	49461.75
102.00	614.29	62657.34	18.75	3229.22	60547.97
99.00	614.48	60833.62	18.75	3820.49	71634.18
96.00	611.88	58740.32	18.75	4411.75	82720.40
93.00	609.76	56707.38	18.75	5003.02	93806.61
90.00	609.68	54870.83	18.75	5594.28	104892.82
87.00	612.86	53318.96	18.75	6185.55	115979.04
84.00	620.18	52095.15	18.75	6776.81	127065.25
81.00	631.63	51161.86	18.75	7368.08	138151.47
78.00	646.53	50429.07	18.75	7959.34	149237.68
75.00	664.07	49805.09	18.75	8550.61	160323.89
72.00	683.32	49199.14	18.75	9141.87	171410.11
69.00	702.89	48499.28	18.75	9733.14	182496.32
66.00	720.93	47581.44	18.75	10324.40	193582.54
63.00	735.65	46345.89	18.75	10915.67	204668.75
60.00	745.66	44739.38	18.75	11506.93	215754.97
57.00	750.15	42758.36	18.75	12098.20	226841.18

hi	Vyi	Mvy=Vyi*hi	ey	Pzi	Mey=Pzi*e
(m)	(Ton)	(Ton-m)	(m)	(Ton)	(Ton-m)
54.00	749.06	40449.03	18.75	12689.46	237927.39
51.00	743.40	37913.28	18.75	13280.73	249013.61
48.00	735.49	35303.39	18.75	13871.99	260099.82
45.00	728.85	32798.47	18.75	14465.95	271236.49
42.00	727.90	30571.83	18.75	15059.90	282373.17
39.00	737.17	28749.52	18.75	15653.86	293509.84
36.00	760.49	27377.58	18.75	16247.81	304646.51
33.00	799.99	26399.56	18.75	16841.77	315783.18
30.00	855.86	25675.79	18.75	17445.63	327105.47
27.00	925.60	24991.22	18.75	18049.48	338427.76
24.00	1004.56	24109.53	18.75	18658.74	349851.41
21.00	1089.17	22872.67	18.75	19268.00	361275.06
18.00	1173.20	21117.55	18.75	19877.26	372698.72
15.00	1352.72	20290.85	18.75	20992.92	393617.16
12.00	1537.01	18444.09	18.75	22108.57	414535.60
9.00	1691.03	15219.27	18.75	23231.90	435598.22
6.00	1800.19	10801.15	18.75	24355.24	456660.83
3.00	1853.77	5561.32	18.75	25478.58	477723.44
0.00	0.00	0.00	18.75	0.00	0.00
Total=	32,602.18	1,584,899.74		459,430.02	8,614,312.96
				Mex/Mvx>1.50=	5.44

7.6 Procedimiento de diseño

En el diseño sismo-resistente de estructuras la intensidad de las cargas, las solicitaciones resultantes en los análisis y los parámetros de resistencia no son conocidas con certeza. Por tal razón existe la confiabilidad estructural, la cual tiene como objetivo principal caracterizar estas incertidumbres, permitiendo tomar con seguridad decisiones consistentes y racionales en el diseño o evaluación de un edificio.

La aplicación de la confiabilidad estructural no intenta predecir la probabilidad de que una estructura falle, sino que permite en estructuras específicas una evaluación sistemática y un ajuste de los factores de seguridad para distintos diseños contemplados en los códigos actuales.

La confiabilidad de una estructura es la habilidad que ésta tiene de cumplir con los propósitos de diseño para algún periodo de vida útil; es decir, cuando el diseñador conoce con detalle el comportamiento del sistema que diseña ante cualquier evento. Por el contrario la falla no se especifica como el colapso físico necesariamente, sino como la imposibilidad de conocer la respuesta del sistema estructural diseñado.

Por lo anterior, para concebir una estructura confiable se deben cumplir con los requisitos mínimos descritos en los códigos de diseño sismo resistente los cuales retratan la teoría de confiabilidad. A continuación se describirán los pasos necesarios para cumplir con el diseño de una estructura de acuerdo a la Norma Colombiana NSR-10.

7.6.1 Definición de irregularidades. Según la NSR-10, la edificación debe clasificarse como regular o como irregular en planta y en altura y, además, como redundante o con ausencia de redundancia de acuerdo a los requisitos descritos en el capítulo A.3.3.

Cuando una estructura se clasifica como irregular, el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía R debe afectarse por Φ_p debido a irregularidades en planta, por Φ_a debido a irregularidades en altura y por Φ_r debido a ausencia de redundancia.

Por una parte, el grado de irregularidad que se evidencia en planta y en alzado son del tipo 1aP y 3A, respectivamente (ver Figura 26). Para el caso en estudio y de acuerdo a la Figura 26 los valores de Φ_p y Φ_a son 0.90, respectivamente. Por otra parte, la estructura no presenta ausencia de redundancia debido a que presenta pórticos continuos y completos, por tanto $\Phi_r=1.00$.

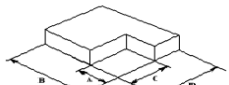
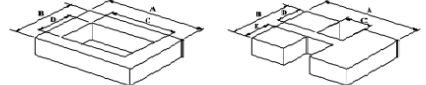
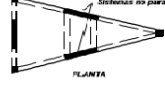
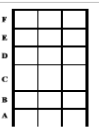
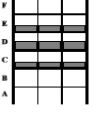
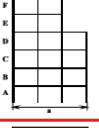
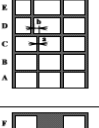
Tipo 1aP — Irregularidad torsional $\phi_p = 0.9$ $1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) \geq \Delta_1 > 1.2 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$ 	Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema $\phi_p = 0.8$ $\Delta_1 > 1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$	
Tipo 2P — Retrocesos en las esquinas — $\phi_p = 0.5$ $A > 3.15B$ y $C > 0.15D$ 		
Tipo 3P — Irregularidad del diafragma — $\phi_p = 0.5$ 1) $C \times D > 0.5A \times B$ 2) $(C \times D + C \times E) > 0.5A \times B$ 		
Tipo 4P — Desplazamiento de los planos de Acción — $\phi_p = 0.8$ 		
Tipo 5P — Sistemas no paralelos — $\phi_p = 0.9$ 		
	Tipo 1aA — Piso flexible $\phi_a = 0.9$ $0.60 \text{ Rigidez } K_D \leq \text{Rigidez } K_C < 0.70 \text{ Rigidez } K_D$ $0.70 (K_D + K_C + K_B) / 3 \leq \text{Rigidez } K_C < 0.80 (K_D + K_C + K_B) / 3$ Tipo 1bA — Piso flexible extremo $\phi_a = 0.8$ $\text{Rigidez } K_C < 0.60 \text{ Rigidez } K_D$ $\text{Rigidez } K_C < 0.70 (K_D + K_C + K_B) / 3$	
	Tipo 2A — Distribución masa — $\phi_a = 0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ $m_D > 1.50 m_C$	
	Tipo 3A — Geométrica — $\phi_a = 0.9$ $a > 1.30 b$	
	Tipo 4A — Desplazamiento dentro del plano de acción — $\phi_a = 0.8$ $b > a$	
	Tipo 5aA — Piso débil $\phi_a = 0.9$ $0.65 \text{ Resist. Piso C} \leq \text{Resist. Piso B} < 0.80 \text{ Resist. Piso C}$ Tipo 5bA — Piso débil extremo $\phi_a = 0.8$ $\text{Resistencia Piso B} < 0.65 \text{ Resistencia Piso C}$	

Figura 26. Definición del grado de irregularidad de la estructura $\Phi_p=0.90$ y $\Phi_a=0.90$. Adaptado de Reglamento Colombiano de construcción sismo-resistente NSR-10, (Figuras A.3-1 y A.3-2).

7.6.2 Combinaciones de diseño. Las combinaciones de carga y factores de carga dados en la sección B.2.4.2 de la NSR-10 deben ser usados en todos los materiales estructurales permitidos por el reglamento de diseño del material, con la excepción de aquellos casos en los que el Reglamento indique explícitamente que deba realizarse el diseño utilizando el método de los esfuerzos de trabajo. En este caso se deben utilizar las combinaciones del método de resistencia descritas en la sección B.2.3.1.

7.6.2.1 Combinaciones básicas: Según la Norma Sismo Resistente colombiana, en el numeral B.2.4.2, el diseño de las 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 en las siguientes combinaciones:

Tabla 13. *Combinaciones de cargas mayoradas usando el método de resistencia.*

COMBINACIONES DE CARGAS MAYORADAS USANDO EL MÉTODO DE RESISTENCIA B.2.4 - NSR-10											
N° Combinación	Referencia	D	F	T	L	H	Lr	G	Le	W	E
Combinación 1	(B.2.4-1)	1.4	1.4	0	0	0	0	0	0	0	0
Combinación 2	(B.2.4-2)	1.2	1.2	1.2	1.6	1.6	0.5	0	0	0	0
Combinación 3	(B.2.4-2)	1.2	1.2	1.2	1.6	1.6	0	0.5	0	0	0
Combinación 4	(B.2.4-2)	1.2	1.2	1.2	1.6	1.6	0	0	0.5	0	0
Combinación 5	(B.2.4-3)	1.2	0	0	1	0	1.6	0	0	0	0
Combinación 6	(B.2.4-3)	1.2	0	0	1	0	0	1.6	0	0	0
Combinación 7	(B.2.4-3)	1.2	0	0	1	0	0	0	1.6	0	0
Combinación 8	(B.2.4-3)	1.2	0	0	0	0	1.6	0	0	0.8	0
Combinación 9	(B.2.4-3)	1.2	0	0	0	0	0	1.6		0.8	0
Combinación 10	(B.2.4-3)	1.2	0	0	0	0	0	0	1.6	0.8	0
Combinación 11	(B.2.4-4)	1.2	0	0	1	0	0.5	0	0	1.6	0
Combinación 12	(B.2.4-4)	1.2	0	0	1	0	0	0.5	0	1.6	0
Combinación 13	(B.2.4-4)	1.2	0	0	1	0	0	0	0.5	1.6	0
Combinación 14	(B.2.4-5)	1.2	0	0	1	0	0	0	0	0	1
Combinación 15	(B.2.4-6)	0.9	0	0	0	1.6	0	0	0	1.6	0
Combinación 16	(B.2.4-7)	0.9	0	0	0	1.6	0	0	0	0	1

Adaptado de: Reglamento Colombiano de construcción sismo-resistente NSR-10. Capítulo B.2.4.2.

Donde D es la carga muerta consistente de: i) Peso propio del elemento, ii) Peso de todos los materiales de construcción incorporados a la edificación y que son permanentemente soportados por el elemento, incluyendo muros y particiones divisorias de espacios y iii) Peso de equipos permanentes; F es la carga debida al peso y presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas controlables; T Son las fuerzas y efectos causados por efectos acumulados de variación de temperatura, retracción de fraguado, flujo plástico, cambios de humedad, asentamiento diferencial o combinación de varios efectos; L es la carga viva debida al uso y ocupación de la edificación, incluyendo cargas debidas a objetos móviles; Lr es la carga viva sobre la cubierta; Le es la carga de empozamiento de agua; H es la carga debida al empuje lateral de suelos, de agua freática o de materiales almacenados con restricción horizontal; G es la carga debida al granizo, sin tener en cuenta la contribución del empozamiento; W es la carga de viento y E es la fuerza sísmica reducida de diseño ($E = F_s/R$).

7.6.3 Diseño de elementos estructurales. La característica particular más importante de cualquier elemento estructural es su resistencia real, la cual debe ser lo suficientemente elevada para resistir, con algún margen de reserva, todas las cargas previsibles que puedan actuar sobre éste durante la vida de la estructura, sin que se presente falla o cualquier otro inconveniente.

El diseño de los elementos estructurales y sus conexiones se realiza cumpliendo los requisitos exigidos para el grado de capacidad de disipación de energía requerido por el material. Estas fuerzas de diseño sobre los elementos estructurales corresponden a fuerzas mayoradas que han sido multiplicadas por sus respectivos coeficientes de carga.

Los elementos estructurales deben ser diseñados para cumplir los siguientes requisitos: i)

Resistencia: Los esfuerzos máximos deben ser menores a los esfuerzos admisibles. ii) **Rigidez:**

Las deformaciones o desplazamientos máximos obtenidos debido la acción de las fuerzas aplicadas no deben superar los límites admisibles. iii) **Estabilidad:** El equilibrio mecánico no debe ser alterado debido a los efectos de segundo orden. iv) **Funcionalidad:** Las condiciones de uso deben mantenerse durante la vida útil de la estructura.

7.6.3.1 Filosofías de diseño

1. Método de esfuerzos admisibles (enfocado a condiciones de cargas de servicio)

En este método la seguridad en el diseño se obtiene especificando que el efecto de la carga debe producir esfuerzos que corresponden a una fracción de f_y , por ejemplo 0.5. Este valor, 0.5, equivale a proveer un factor de seguridad igual a 2. Este método no es apropiado para el diseño de estructuras modernas debido a las siguientes limitaciones:

- El concepto de resistencia se fundamenta en el comportamiento elástico de materiales homogéneos.
- Este método no proporciona una medida razonable del esfuerzo.
- El factor de seguridad es aplicado sólo a la resistencia, por lo que las cargas en este esquema son de naturaleza determinista (sin variación).
- La selección del factor de seguridad es subjetiva y, por tanto, no proporciona una medida de confianza en términos de probabilidad de falla.

2. Método de resistencia (enfocado a las cargas últimas)

El método de resistencia se considera conceptualmente más realista para establecer la seguridad estructural. En este método las cargas de servicio son incrementadas por medio de factores para obtener las cargas a las cuales la falla es considerada inminente; esta carga es llamada 'carga factorizada' o 'carga mayorada'. La premisa de este método viene dada por la siguiente desigualdad:

$$\textit{Resistencia Proporcionada} \geq \textit{Resistencia Requerida} \quad 41$$

La resistencia proporcionada debe ser mayor a la resistencia requerida. La resistencia proporcionada se calcula de acuerdo con las normas y los supuestos de comportamiento prescritos por el código de construcción y la resistencia requerida se obtiene mediante la realización de un análisis estructural con cargas mayoradas. La "resistencia proporcionada" se conoce comúnmente como "resistencia última".

3. Provisiones de seguridad

Las estructuras y elementos estructurales deben ser diseñados para resistir cargas adicionales por encima de lo que se espera bajo condiciones normales de uso. Esto se debe principalmente a tres razones: i) la variabilidad de la resistencia de los materiales y la diferencia entre las dimensiones de los elementos construidos en obra con relación a los especificados en los planos estructurales (Concreto y refuerzo), ii) la variabilidad de cargas y iii) las consecuencias de la falla.

7.6.3.2 Secciones y refuerzo de los diferentes elementos que componen la estructura: El diseño se realizó considerando el método de diseño por resistencia. Según este método, la resistencia de una sección, elemento o estructura, debe ser igual o mayor que las solicitaciones internas combinadas por factores de amplificación. A continuación se hace una breve descripción de la configuración de secciones y refuerzos que arrojó el análisis y diseño de la estructura.

1. Diseño de vigas

Las vigas se diseñaron de acuerdo a la curva envolvente de las combinaciones de diseño para cada elemento, tanto para flexión y cortante como para torsión. Cabe destacar que se siguieron los requisitos mínimos descritos en la norma sismo resistente colombiana de acuerdo al capítulo C.21. En la Figura 27, se muestra el área de refuerzo en cada viga que compone el entrepiso de los niveles N+3.00 y N+21.00.

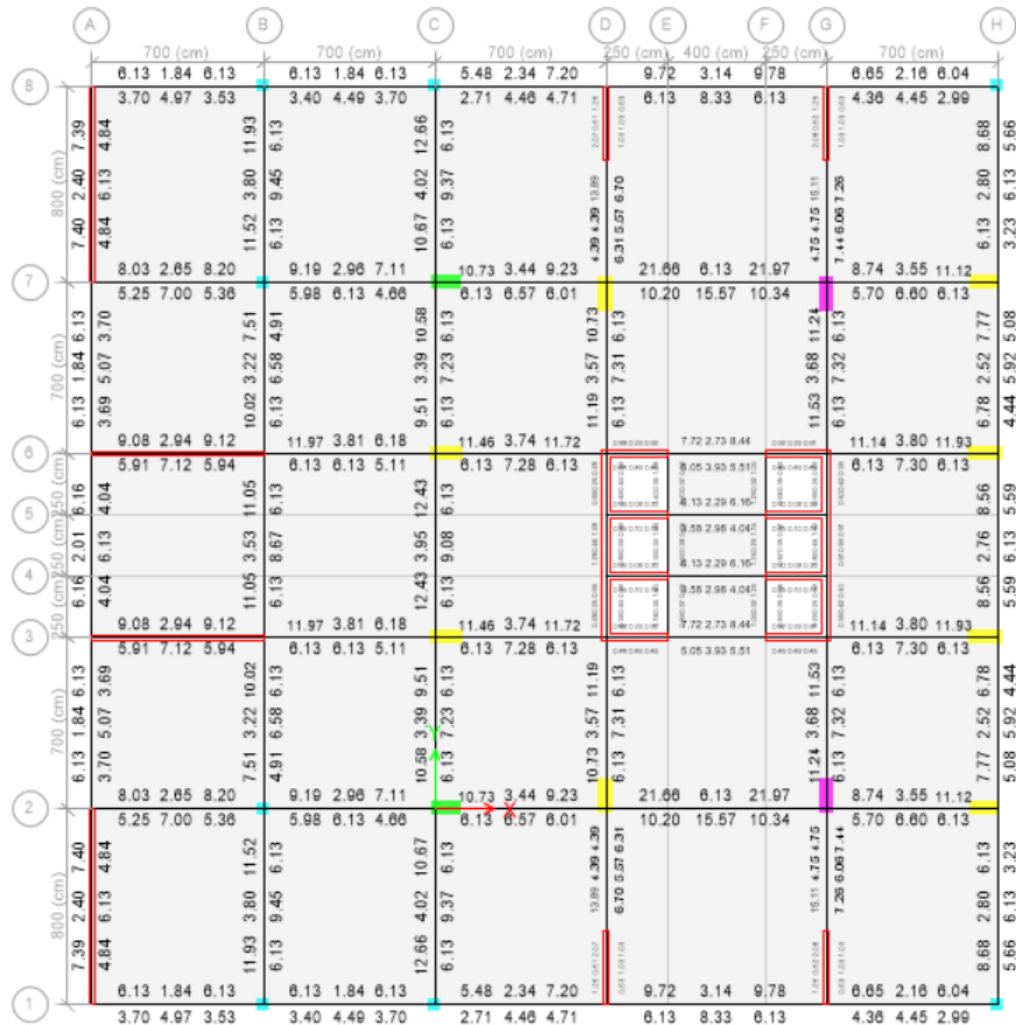
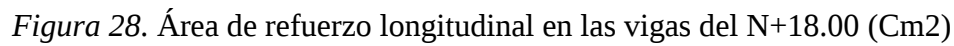


Figura 27. Área de refuerzo longitudinal en las vigas del N+3.00 (Cm2)



El diseño de los estribos está gobernado por criterios de confinamiento para solicitaciones sísmicas y no por criterios de capacidad a corte. Se utilizaron estribos de 3/8" de diámetro de acuerdo a la distribución que se muestra en la Figura 29.

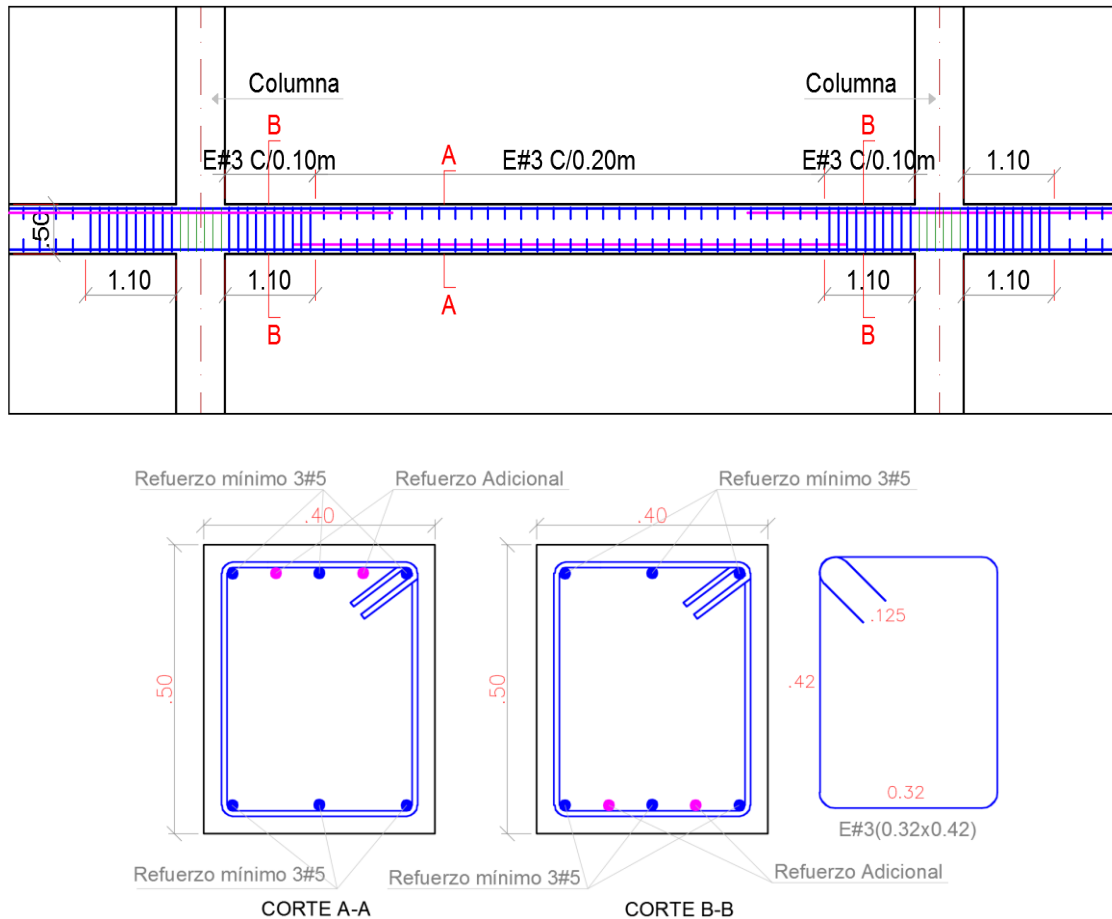


Figura 29. Distribución del refuerzo longitudinal y transversal en las vigas.

2. Diseño de columnas.

El diseño de las columnas se llevó a cabo proponiendo una distribución de acero y luego verificando que la resistencia de la columna sea mayor que las solicitaciones combinadas. Se elaboraron diagramas de interacción momento-carga axial y se verificó que las solicitaciones dadas por las combinaciones de diseño estuvieran dentro de los límites admisibles.

Según la norma colombiana NSR-10 capítulo C.21, la cuantía de acero longitudinal mínimo es 1% y máximo 4%. Para el caso estudiado, las cuantías varían según la solicitación que

presenta cada elemento. En la Figura 30 se muestran los ratios de las columnas del sistema de resistencia sísmico de los ejes 2 y D.

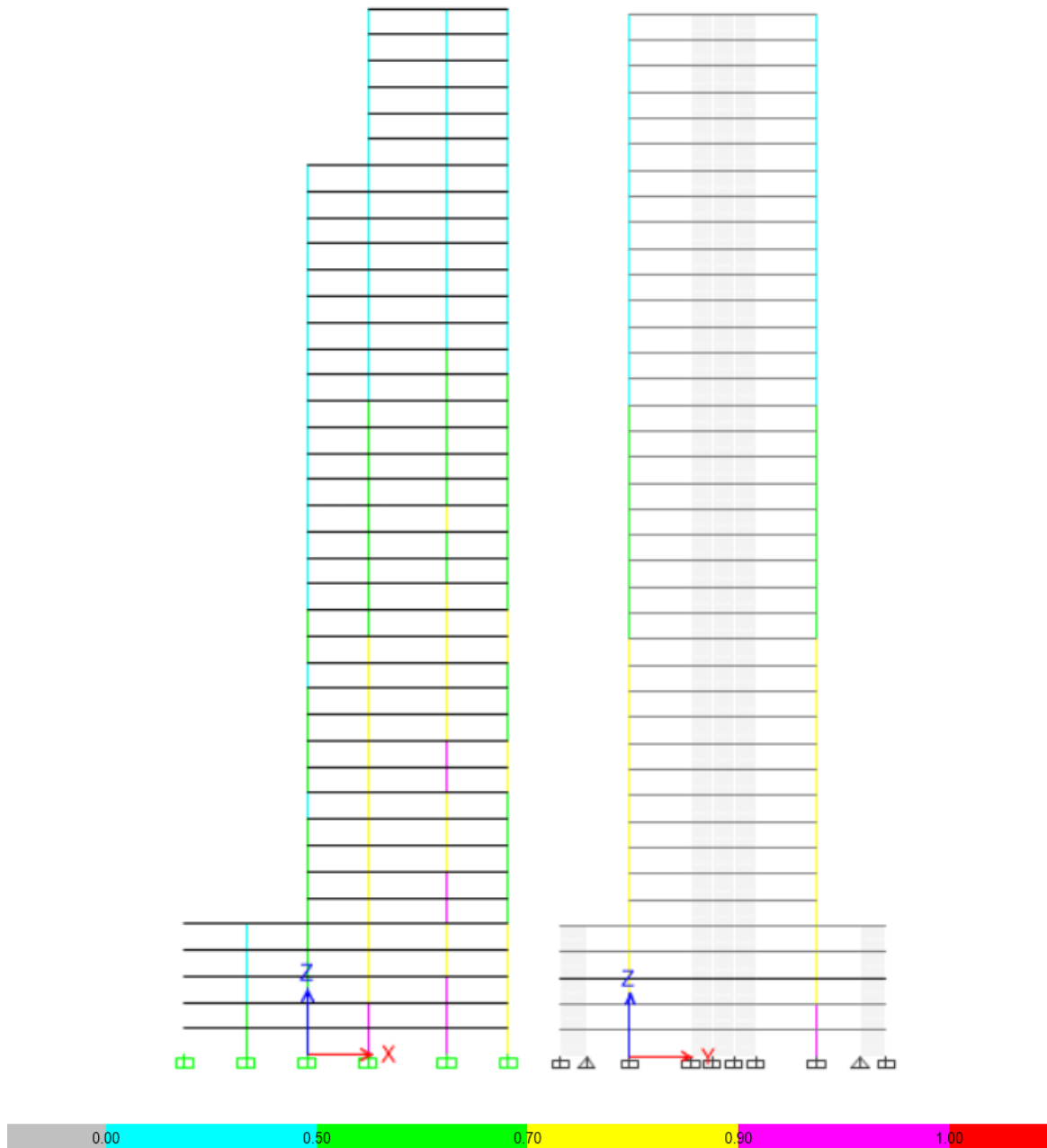


Figura 30. Ratios Demanda/Capacidad de las columnas de los ejes 2 y D.

A continuación se muestran la configuración del refuerzo longitudinal y transversal (ver Figura 31).

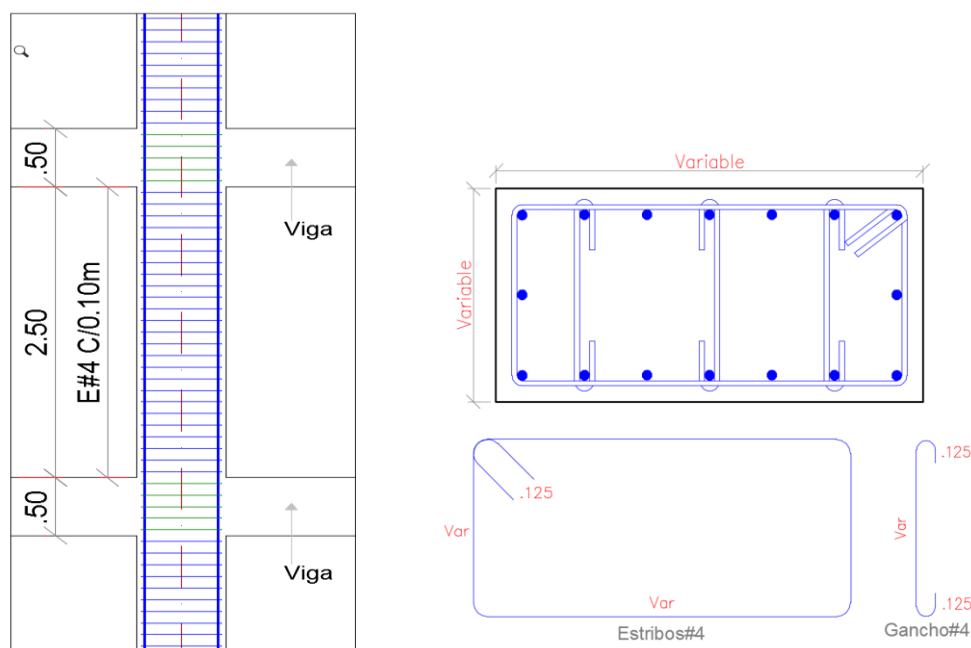


Figura 31. Distribución del refuerzo longitudinal y transversal en las columnas.

3. Diseño de muros o pantallas

El diseño de los muros se llevó a cabo con base en los lineamientos dados por la norma colombiana NSR-10, de acuerdo a los capítulos C.14 y C.21. Así como los muros estructurales especiales, sometidos a una combinación de carga axial y flexión, se diseñaron con base en el capítulo C.10. Por otra parte para el diseño a cortante es necesario referirse al capítulo C.11.

La resistencia de estos elementos se determina de acuerdo con los procedimientos usados para columnas, con base en un análisis de compatibilidad de deformaciones. A continuación se muestran los ratios de algunos pisos para el muro principal del eje D así como la configuración de refuerzo longitudinal y transversal para los muros del foso de ascensores (ver Figura 32).

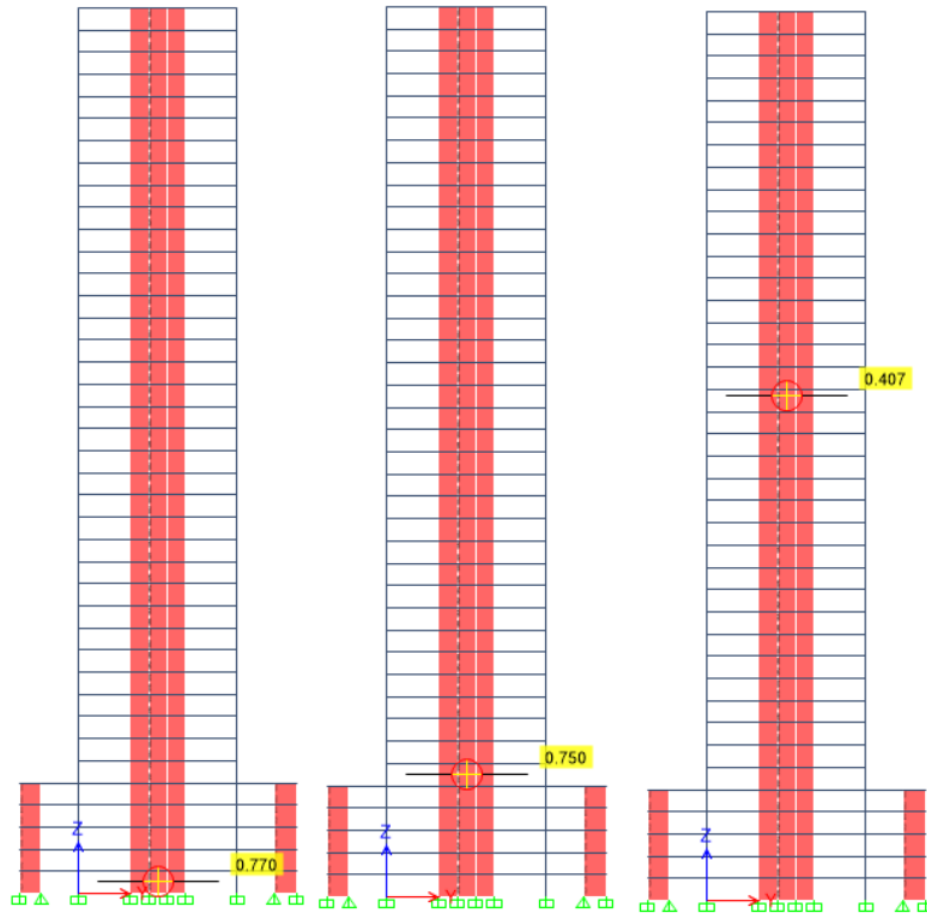


Figura 32. Ratios Demanda/Capacidad de los muros del eje D.

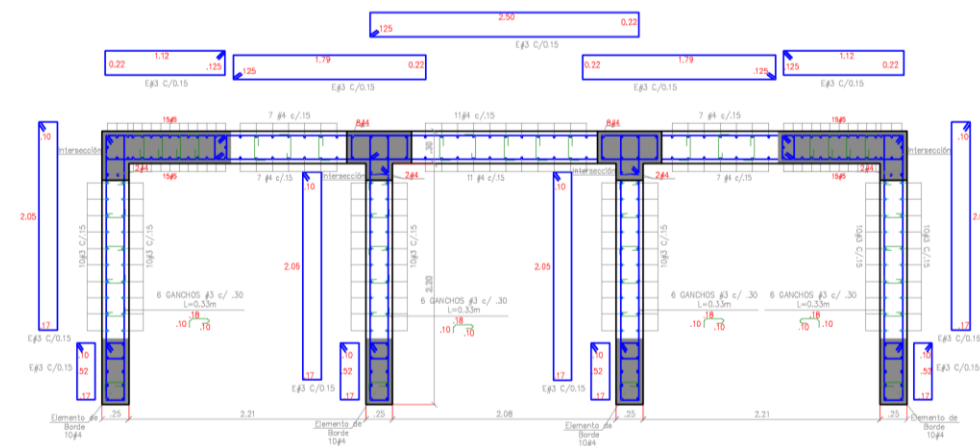


Figura 33. Distribución del refuerzo longitudinal y transversal en los muros.

8. Análisis Dinámico No Lineal (ADNL)

Aunque las estructuras civiles, ubicadas en zonas sísmicas, suelen diseñarse con criterios que consideran que en algún momento la respuesta estructural será inelástica, este comportamiento no suele verificarse. La fase intensa de un terremoto tiene una duración que puede llegar a ser un par de decenas de segundos en los que las masas cambian rápidamente de dirección, con movimientos violentos que pueden generar degradación y pérdida de capacidad de una estructura. Este decremento de capacidad no es posible medirlo con un método de diseño como el expuesto en el capítulo 3, ya que no se considera la no linealidad en la respuesta de la estructura. El análisis dinámico no lineal, ADNL, por el contrario, permite evaluar la respuesta de una edificación sometida a cargas dinámicas. Con el ADNL se pueden calcular la historia de deformaciones, esfuerzos, energía liberada entre otras, debido a acciones de carácter dinámico y aleatorio. Por tal razón, los resultados obtenidos con este método deben ser la referencia de cualquier otro método simplificado. El ADNL consiste en resolver la ecuación dinámica de movimiento a través del tiempo considerando modificaciones en las matrices de rigidez y amortiguamiento si es que algún elemento estructural incursiona en el rango no lineal. La ecuación dinámica de equilibrio viene dada por la siguiente expresión:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + K(u)u(t) = f(t) \quad 42$$

donde M es la matriz de masas, C la matriz de amortiguamiento, K es la matriz de rigidez, $f(t)$ es la fuerza aplicada a la estructura en cada instante de tiempo, $u(t)$, $\dot{u}(t)$ y $\ddot{u}(t)$ son vectores

que representan el desplazamiento, la velocidad y la aceleración respectivamente. A continuación se hace una descripción de los términos que componen la ecuación 42.

8.1 Matriz de masa

Dentro de los conceptos básicos de diseño de una estructura sismo-resistente, la masa es uno de los más importantes ya que por reacción inercial establece un movimiento contrario al de la base. Existen diversas formas de construir la matriz de masa dependiendo del tipo de estructura, a continuación se describen las tres más usadas:

- Matriz de masa concentrada: La contribución de la masa se concentra en los elementos de la diagonal principal de la matriz y se asocian a los tres grados de libertad traslacionales.
- Matriz de masa diagonal: Igual que el anterior caso, pero se considera la contribución de los grados de libertad rotacionales, Cook. (Cook, 1981, págs. 1427-1449)
- Matriz de masa consistente: Utiliza la cinemáticamente equivalente matriz de masa de Clough. (Clough & Penzien, 1993), donde las fuerzas inerciales están asociadas a todos los grados de libertad.

8.2 Matriz de amortiguamiento

Una estructura sometida a cargas dinámicas externas tiende a volver al reposo cuando dichas cargas desaparecen. Esto se debe al efecto de fuerzas internas y externas, de múltiples tipos, que transforman la energía introducida en calor o deformación. Las fuerzas internas que

ayudan a la estructura a recuperar su estado de reposo se denominan fuerzas de amortiguamiento. En la ecuación 42, el efecto de dichas fuerzas se considera en la matriz C o matriz de amortiguamiento. Existen diversas formas de calcular la matriz de amortiguamiento de las estructuras civiles y la discusión sobre la forma más adecuada es actualmente un tema altamente debatido. Debido a su extendido uso, en el presente trabajo, se ha optado por utilizar el modelo de amortiguamiento proporcional de Rayleigh. En este modelo la matriz de amortiguamiento se calcula como una combinación lineal de la matriz de masa M y de rigidez K de la siguiente forma:

$$C = \alpha M + \beta K \quad 43$$

Los coeficientes α y β sirven para relacionar la fracción de amortiguamiento crítico y la frecuencia de cada modo de vibración mediante la siguiente expresión:

$$\lambda_n = \frac{1}{2} \left[\frac{\alpha}{\omega_n} + \beta \omega_n \right] \quad 44$$

Si los puntos (ω_i, λ_i) y (ω_j, λ_j) son conocidos, o se establece una hipótesis para calcularlos, de la ecuación 44 se pueden despejar fácilmente α y β . En el presente trabajo se suponen conocidas las fracciones de amortiguamiento crítico iguales a 5% para las frecuencias asociadas al modo 1 y al modo n . El modo n se asocia al modo en el que se haya activado más del 90% de la masa de la estructura en cada dirección. Es importante destacar que esta hipótesis resulta conservadora ya que para los modos comprendidos entre el fundamental (modo 1) y el enésimo (modo n) el amortiguamiento será inferior al 5%.

8.3 Matriz de rigidez

La rigidez de una estructura depende de las dimensiones de sus elementos, de su geometría, del módulo de elasticidad de los materiales que la componen, entre otras cosas. La evolución de la rigidez de la estructura, cuando alguno de los elementos que la componen se daña, depende de la ley de comportamiento no lineal del material empleado. Existen diferentes modelos de comportamiento de los materiales más empleados en estructuras civiles. Estos modelos han ido evolucionando para cada vez simular con mayor precisión el comportamiento inelástico de las estructuras. Uno de los modelos inelásticos más extendido e implementado por su sencillez es el modelo elasto-plástico (ver Figura 34 (a)). No obstante, con este modelo no se puede representar el endurecimiento, el ablandamiento, la degradación de rigidez, etc. Estas limitaciones hacen al modelo elasto-plástico inadecuado para representar el comportamiento de estructuras de concreto reforzado, Otani (Otani, 1974, págs. 1433–1449). El modelo bilineal es un modelo similar al modelo elasto-plástico, excepto por el factor que toma en cuenta el efecto de endurecimiento o el ablandamiento, (ver Figura 34 (a)). Sin embargo, con este modelo no se puede incluir la degradación de la rigidez durante la descarga después de sobrepasar la fluencia del material y durante las cargas reversibles.

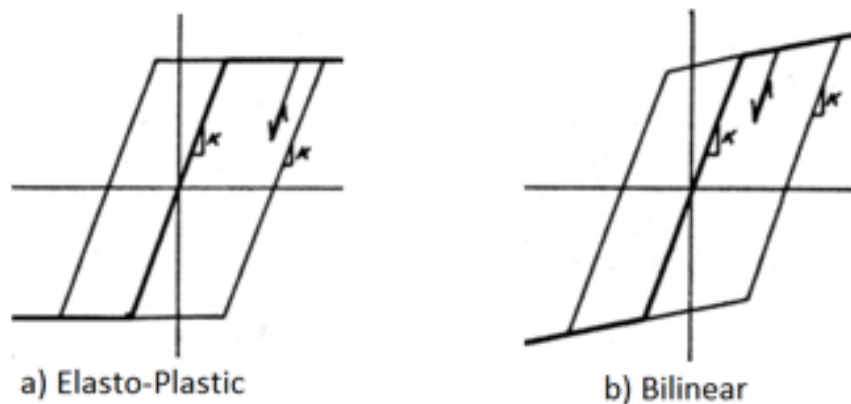


Figura 34. Modelo elasto-plástico y b) modelo bilineal Fuente: Vargas 2013.

El modelo de Clough (ver Figura 34 (a)) introduce el efecto de degradación de rigidez durante las cargas reversibles. Sin embargo, una vez que el elemento ha cedido, la descarga depende de la rigidez agrietada. Es decir, la rigidez se reduce cuando el elemento es cargado en sentido opuesto. Por tanto, la rigidez para este rango es determinada mediante la unión de una línea que conecta el punto de descarga al punto de cedencia. Si el elemento ha cedido en una nueva dirección de carga, el punto del tramo post-cedente corresponde a la máxima deformación experimentada. La disipación de energía es tomada en cuenta una vez que el elemento ha pasado el punto cedente en alguna dirección. Entre los modelos histeréticos poligonales mencionados hasta ahora, también se encuentra el modelo de Takeda modificado (ver Figura 35). El modelo de Takeda modificado es uno de los modelos más sofisticados y fue desarrollado con base en ensayos experimentales. Las simulaciones con este modelo satisfacen el comportamiento dinámico de los elementos de concreto reforzado. Este modelo opera en una curva primaria trilineal representando los diferentes estados del elemento, como el estado no agrietado, agrietado y el de fluencia. El comportamiento no-lineal comienza en el momento que el elemento se agrieta. El efecto de la pérdida de rigidez es considerado después de superar el punto de

fluencia del elemento en las ramas de descarga. Al comenzar a cargar el elemento en la otra dirección, la rigidez disminuye aún más que la inicial y que en las ramas de descarga. Es importante destacar que el modelo de Takeda es capaz de representar la disipación de energía cuando algún elemento estructural comienza a agrietarse.

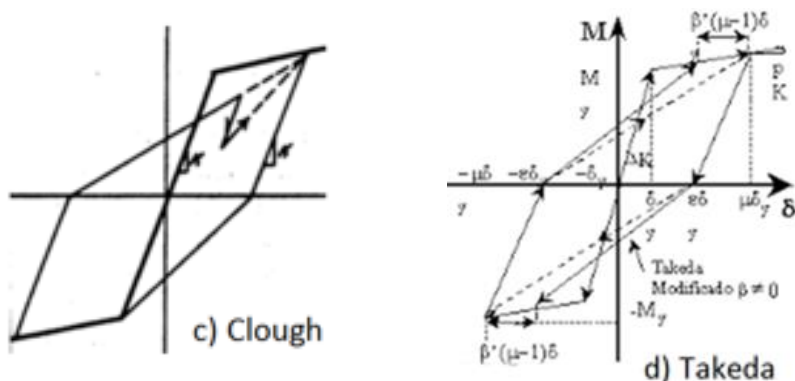


Figura 35. Modelo de Clough y b) modelo de Takeda. Adaptado de Vargas 2013.

Otro de los modelos de histéresis es el modelo Pivot (ver Figura 36). Este modelo representa de forma adecuada la respuesta no lineal de elementos de concreto reforzado. Este modelo incluye efectos de carga axial cíclica, secciones asimétricas, efectos de flexión biaxial entre otras. La principal ventaja de este modelo cuando se compara con los anteriores, es la capacidad para capturar las características no lineales dominantes de la respuesta por medio de tres simples reglas basadas en la geometría. A pesar de la simplicidad de este modelo, los resultados obtenidos ajustan de una manera adecuada y racional cuando se comparan con modelos más avanzados como los resultados de modelos de fibras. Dowell et al. (Dowell, Seible, & Wilson, 2000). Es importante señalar que en el presente trabajo se ha tenido en cuenta el modelo Pivot en la modelización, debido a la capacidad y agilidad para encontrar la respuesta no lineal de los elementos que componen la estructura.

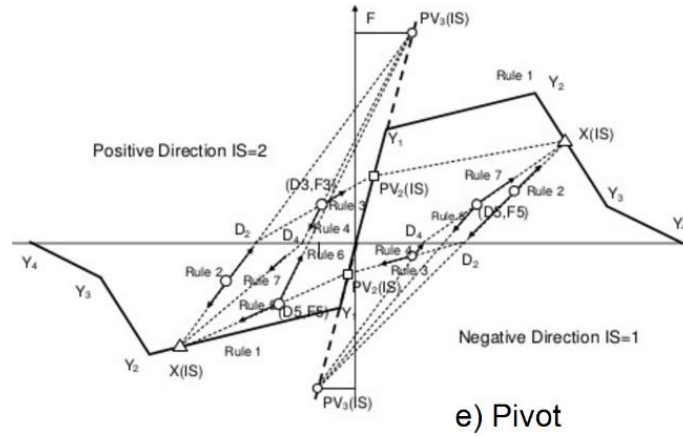


Figura 36. Modelo pivot. Adaptado de Dowell, Seible and Wilson. ACI Structural Journal. 95-S55.

8.4 Métodos de integración para la solución de la ecuación de equilibrio

La gran variedad de situaciones dinámicas bajo las cuales puede estar sujeta una estructura y la necesidad de estimar su comportamiento de una manera ‘exacta’, pone de manifiesto la importancia de hacer una buena elección sobre el procedimiento numérico a utilizar para obtener resultados confiables. Existen diversos métodos numéricos para resolver la ecuación dinámica de equilibrio, a continuación se presenta una descripción de los principales.

8.4.1 Método de Newmark. Newmark desarrolló una familia de métodos implícitos de integración directa basados en las siguientes ecuaciones, Penzien et al (Penzien & Clough, 1995).

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1 - \gamma)\Delta t] \ddot{u}_i + (\gamma \Delta t) \ddot{u}_{i+1} \quad 45$$

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t) \dot{u}_i + \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) (\Delta t)^2 \right] \ddot{u}_i + [\beta (\Delta t)^2] \ddot{u}_{i+1} \quad 46$$

donde los parámetros β y γ definen la variación de la aceleración sobre un paso de tiempo que determinan las características de estabilidad y precisión del método. La selección típica satisfactoria para γ es $1/2$ y para β puede ir entre $1/6$ y $1/4$. De acuerdo a los valores asignados para γ y β se distinguen dos casos especiales del método de Newmark: 1) método de la aceleración lineal y 2) método de la aceleración promedio.

8.4.1.1 Método de la aceleración lineal: En este procedimiento se supone que la variación de la aceleración en un intervalo de tiempo es lineal. En la Figura 37 se muestra la variación lineal de la aceleración cuya ecuación fundamental viene dada por la siguiente ecuación:

$$\ddot{u}(\tau) = \ddot{u}_i + \frac{\tau}{\Delta t} (\ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i) \quad 47$$

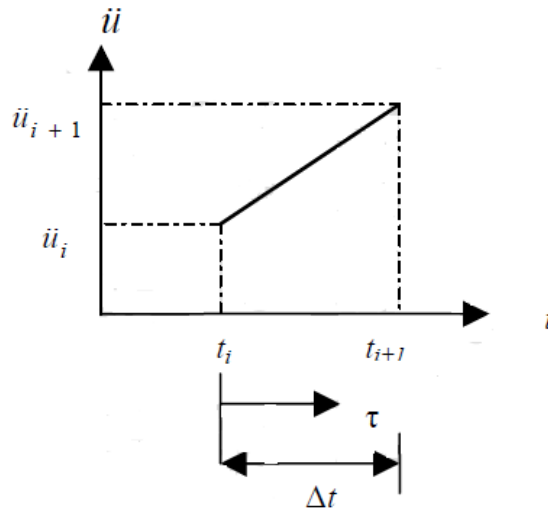


Figura 37. Representación de la aceleración lineal. Adaptado de Trejo 2007.

La variación de la velocidad y de la aceleración se muestra gráficamente en la Figura 38:

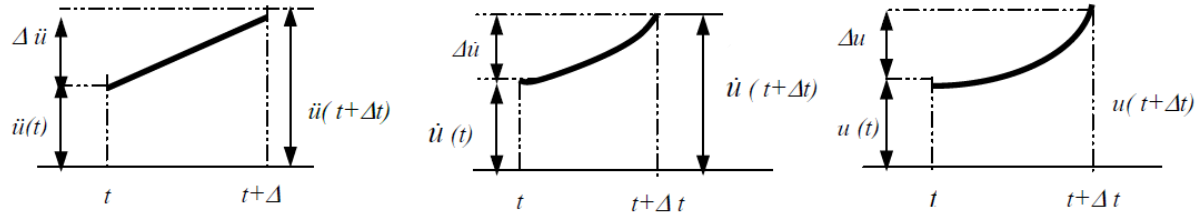


Figura 38. Aceleración b) Velocidad c) Desplazamiento. Adaptado de Trejo 2007.

De la curva de aceleración se obtiene la siguiente expresión para el incremento de velocidad:

$$\Delta \dot{u} = \ddot{u}(t) \Delta t + \frac{\Delta \ddot{u} \Delta t}{2} \quad 48$$

integrando la ecuación 48 se tiene que:

$$\Delta u = \dot{u}(t) \Delta t + \frac{\ddot{u}(t) (\Delta t)^2}{2} + \Delta \ddot{u} \quad 49$$

Pero:

$$\ddot{u}(\tau) = \ddot{u}(t) + \Delta \ddot{u}(\tau) \quad 50$$

$$\ddot{u}(\tau) = \ddot{u}(t) + \frac{\Delta \ddot{u}(t) \tau}{\Delta t} \quad 51$$

integrando con respecto a τ :

$$\dot{u}(\tau) = \dot{u}(t)\tau + \frac{\Delta\ddot{u}(t)\tau^2}{2\Delta t} + C_1 \quad 52$$

para $\tau = 0$; $u(\tau = 0) = u(t) = C_1$. Sustituyendo C_1 en la ecuación 52:

$$\dot{u}(t) = u(t) + \dot{u}(t)\tau + \frac{\Delta\ddot{u}(t)\tau^2}{2\Delta t} \quad 53$$

integrando nuevamente:

$$u(t) = u(t)\tau + \frac{\dot{u}(t)\tau^2}{2} + \frac{\ddot{u}(t)\tau^3}{6\Delta t} + C_2 \quad 54$$

si $\tau = 0$; $u(0) = u(t) = C_2$. Sustituyendo C_2 en la ecuación 54, se tiene que:

$$u(t) = u(t)\tau + \frac{\dot{u}(t)\tau^2}{2} + \frac{\ddot{u}(t)\tau^3}{6\Delta t} \quad 55$$

haciendo: $\tau = \Delta t$, $u(\tau = \Delta t) = u(t + \Delta t)$ y $\dot{u}(\tau = \Delta t) = \dot{u}(t + \Delta t)$, entonces:

$$\dot{u}(t + \Delta t) = \dot{u}(t) + \dot{u}(t)\Delta t + \frac{\Delta\ddot{u}(t)\Delta t}{2} \quad 56$$

siendo, $\Delta \dot{u}(t) = \dot{u}(t + \Delta t) - \dot{u}(t)$, entonces:

$$\Delta \dot{u}(t) = \ddot{u}(t) \Delta t + \frac{\Delta \ddot{u}(t) \Delta t}{2} \quad 57$$

$$u(t + \Delta t) = u(t) + \dot{u}(t) \Delta t + \frac{\ddot{u}(t) \Delta t^2}{2} + \left(\frac{\Delta \ddot{u}(t)}{\Delta t} \right) \left(\frac{\Delta t^3}{6} \right) \quad 58$$

$$\Delta u(t) = \dot{u}(t) \Delta t + \frac{\ddot{u}(t) (\Delta t)^2}{2} + \frac{\Delta \ddot{u}(t) (\Delta t)^2}{6} \quad 59$$

despejando $\Delta \ddot{u}(t)$ de la ecuación 59, se obtiene:

$$\Delta \ddot{u}(t) = \frac{6 \Delta u(t)}{(\Delta t)^2} - \frac{6 \dot{u}(t)}{\Delta t} - 3 \ddot{u}(t) \quad 60$$

sustituyendo la ecuación 60 en la ecuación 57:

$$\Delta \dot{u}(t) = \frac{3 \Delta u(t)}{\Delta t} - 3 \dot{u}(t) - \frac{1}{2} \ddot{u}(t) \Delta t \quad 61$$

si se sustituyen las ecuaciones 59 y 60, en la ecuación de equilibrio, se tiene la siguiente expresión:

$$m \Delta \ddot{u}(t) + c \Delta \dot{u}(t) + k \Delta u(t) = \Delta p(t) \quad 62$$

$$m \left[\frac{6 \Delta u(t)}{(\Delta t)^2} - \frac{6 \dot{u}(t)}{\Delta t} - 3 \ddot{u}(t) \right] + c(t) \left[\frac{3 \Delta u(t)}{\Delta t} - 3 \dot{u}(t) + \frac{1}{2} \ddot{u}(t) \Delta t \right] + k(u) \Delta u = \Delta p \quad 63$$

agrupando términos se tiene que:

$$\left[\frac{6m}{\Delta t^2} + \frac{3c}{\Delta t} + k \right] \Delta u(t) = \Delta p(t) + c \left[3 \dot{u}(t) + \frac{1}{2} \ddot{u}(t) \Delta t \right] + m \left[\frac{6 \dot{u}(t)}{\Delta t} + 3 \ddot{u}(t) \right] \quad 64$$

si se considera que:

$$k^* = \left[\frac{6m}{\Delta t^2} + \frac{3c}{\Delta t} + k \right] \quad 65$$

$$\Delta p^* = \Delta p(t) + c \left[3 \dot{u}(t) + \frac{1}{2} \ddot{u}(t) \Delta t \right] + m \left[\frac{6 \dot{u}(t)}{\Delta t} + 3 \ddot{u}(t) \right] \quad 66$$

Entonces se obtiene la siguiente expresión:

$$\Delta p^*(t) = k^*(t) \Delta u(t) \quad 67$$

por tanto:

$$\Delta u(t) = \frac{\Delta p^*(t)}{k^*} \quad 68$$

donde:

1. k^* es la rigidez efectiva.
2. $\Delta p^*(t)$ es el incremento de carga efectivo.

si se considera que,

$$u(0) = u_0; \dot{u}(0) = \dot{u}_0$$

entonces:

$$m \ddot{u}(0) = [p(0) - c(0)\dot{u}(0) - k(0)u(0)] \quad 69$$

despejando $\ddot{u}$ se obtiene:

$$\ddot{u}(t + \Delta t) = \left(\frac{1}{m}\right) [p - c \dot{u}(t + \Delta t) - k u(t + \Delta t)] \quad 70$$

De esta manera, mediante un proceso iterativo y considerando la masa constante en todo el proceso, se obtiene la respuesta del sistema.

8.4.1.2 Método de la aceleración promedio: En este método se asume que durante un intervalo de tiempo la aceleración es constante y es igual al promedio de los valores frontera del intervalo (ver Figura 39). Su expresión representativa se muestra en la ecuación 71:

$$\ddot{u}(\tau) = \frac{1}{2}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i) \quad 71$$

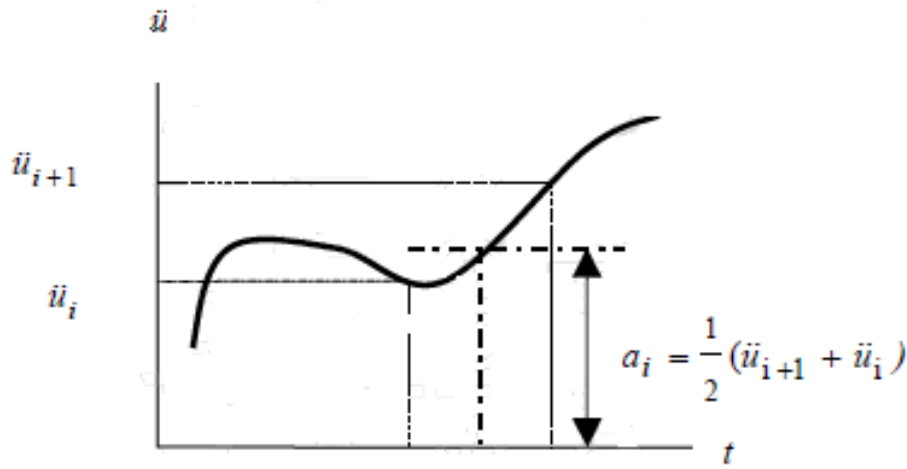


Figura 39. Grafica de la aceleración promedio. Adaptado de Trejo 2007.

De igual manera que en el método de aceleración lineal, se puede obtener la respuesta de este procedimiento haciendo $\gamma = 1/2$ y $\beta = 1/4$ en las expresiones de Newmark, Chopra (2001). De esta manera se obtiene la siguiente expresión:

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \frac{\Delta t}{2}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i) \quad 72$$

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t)\dot{u}_i + \frac{(\Delta t)^2}{4}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i) \quad 73$$

Las ecuaciones en forma incremental son deducidas a continuación de acuerdo a la ecuación 71 y la Figura 39 mediante la doble integración de la aceleración:

$$\dot{u}_{i+1}(t) = \dot{u}_i + \Delta t \frac{1}{2} (\ddot{u}_i + \ddot{u}_{i+1}) \quad 74$$

$$u_{i+1}(t) = u_i + \dot{u}_i \Delta t + (\Delta t)^2 \frac{1}{4} (\ddot{u}_i + \ddot{u}_{i+1}) \quad 75$$

Si la ecuación 75 se expresa en términos de incrementos se tiene que:

$$\Delta \ddot{u}_i = \left(\frac{4}{(\Delta t)^2} \right) (\Delta u_i - \dot{u}_i \Delta t) - 2\ddot{u}_i \quad 76$$

$$\Delta \dot{u}_i = \left(\frac{2}{\Delta t} \right) \Delta u_i - 2\dot{u}_i \quad 77$$

Sustituyendo las ecuaciones 76 y 77 en la ecuación de equilibrio (ver ecuación 42) se tiene que:

$$\Delta p(t) = m \Delta \ddot{u}(t) + c \Delta \dot{u}(t) + k \Delta u(t) \quad 78$$

$$\Delta p_i(t) = m \left[\left(\frac{4}{\Delta t^2} \right) (\Delta u_i - \dot{u}_i \Delta t) - 2\ddot{u}_i \right] + c \left[\left(\frac{2}{\Delta t} \right) \Delta u_i - 2\dot{u}_i \right] + k \Delta u \quad 79$$

Agrupando términos se obtienen las siguientes expresiones:

$$k_i^* = k + \left(\frac{2c}{\Delta t} \right) + \left(\frac{4m}{\Delta t^2} \right) \quad 80$$

$$\Delta p_i^* = \Delta p_i + \left[\left(\frac{4m}{\Delta t^2} \right) + 2c \right] \dot{u}_i + 2m\ddot{u}_i \quad 81$$

Sustituyendo las ecuaciones 80 y 81 en la ecuación 79 se obtiene la siguiente expresión simplificada:

$$\Delta p^*(t) = k^* \Delta u(t) \quad 82$$

De lo anterior se deducen las siguientes expresiones para los incrementos de desplazamiento, velocidad y aceleración:

$$\Delta u_i(t) = \frac{\Delta p^*}{k^*} \quad 83$$

$$\Delta \dot{u}_i = \left(\frac{2}{\Delta t} \right) \Delta u_i - 2\dot{u}_i \quad 84$$

$$\Delta \ddot{u}_i = \left(\frac{4}{\Delta t^2} \right) (\Delta u_i - \dot{u}_i \Delta t) - 2\ddot{u}_i \quad 85$$

Finalmente se obtienen las expresiones para calcular el desplazamiento, la velocidad y la aceleración en el paso siguiente:

$$u_{i+1} = u_i + \Delta u_i \quad 86$$

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta \dot{u}_i \quad 87$$

$$\ddot{u}_{i+1} = \ddot{u}_i + \Delta \ddot{u}_i \quad 88$$

8.4.2 Método de Wilson. El método de Wilson es una modificación del método de aceleración lineal, como alternativa de solución de sistemas no lineales. Dicha modificación tiene su base en la suposición de que la aceleración varía linealmente sobre una extensión de paso de tiempo $\delta t = \theta \Delta t$, como se muestra en la Figura 40.

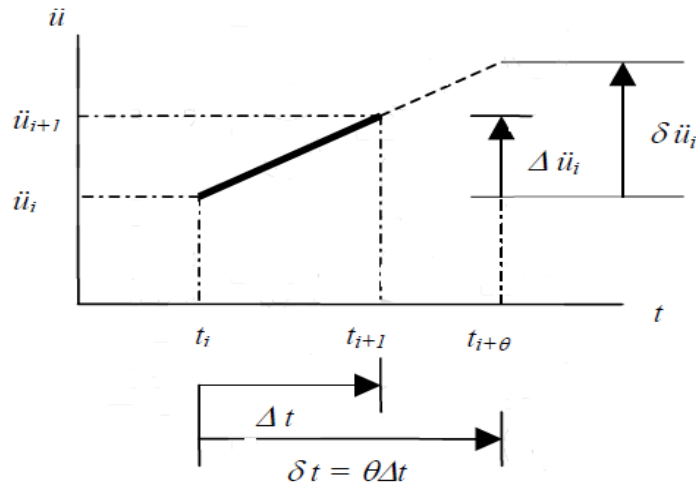


Figura 40. Representación gráfica de la extensión de la aceleración. Adaptado de Trejo 2007.

El procedimiento numérico se obtiene reescribiendo la relación básica del método de aceleración lineal, deducido anteriormente, como se muestra a continuación:

$$\Delta \dot{u} = \ddot{u}(t)\Delta t + \Delta \ddot{u} \frac{\Delta t}{2} \quad 89$$

$$\begin{aligned} \Delta u(t) = \dot{u}(t)\Delta t + \frac{\ddot{u}(t)(\Delta t)^2}{2} & \quad 90 \\ + \frac{\Delta \ddot{u}(t)(\Delta t)^2}{6} \end{aligned}$$

Reemplazando en las ecuaciones 89 y 90 Δt por δt y a los incrementos de respuesta, por δu_i , $\delta \dot{u}_i$, $\delta \ddot{u}_i$, se obtienen las ecuaciones correspondientes para el paso de tiempo “extendido”:

$$\delta \dot{u}_i = \delta t \ddot{u}_i + \frac{1}{2} \delta t \delta \ddot{u}_i \quad 91$$

$$\delta u_i = \delta t \dot{u}_i + \frac{1}{2} (\delta t)^2 \ddot{u}_i + \frac{1}{6} (\delta t)^2 \delta \ddot{u}_i \quad 92$$

Despejando $\delta \ddot{u}_i$ se obtiene la siguiente expresión:

$$\delta \ddot{u}_i = \frac{6\delta u_i}{(\delta t)^2} - \frac{6\dot{u}_i}{\delta t} - 3\ddot{u}_i \quad 93$$

Sustituyendo la ecuación 93 en 91:

$$\delta \dot{u}_i = \delta t \ddot{u}_i + \frac{1}{2} \delta t \left(\frac{6\delta u_i}{(\delta t)^2} - \frac{6\dot{u}_i}{\delta t} - 3\ddot{u}_i \right) \quad 94$$

Reduciendo términos se tiene que:

$$\delta \dot{u}_i = 3 \left(\frac{\delta u_i}{\delta t} \right) - 3\dot{u}_i - \frac{1}{2} \delta t \delta \ddot{u}_i \quad 95$$

Sustituyendo en la ecuación de movimiento (ver ec. 42):

$$\delta p_i = m \delta \ddot{u}_i + c \delta \dot{u}_i + k \delta u_i \quad 96$$

Si se hace que $\delta p_i = \theta \Delta p_i$, y $\delta p_i^* = k^* \delta u_i$, donde:

$$k_i^* = k_i + \frac{3c}{(\theta \Delta t)} + \frac{6m}{(\theta \Delta t)^2} \quad 97$$

$$\delta p_i^* = \theta \Delta p_i + \left(\frac{6m}{\theta \Delta t} + 3c \right) \dot{u}_i + \left(3m + \frac{1}{2} \theta \Delta t c \right) \ddot{u}_i \quad 98$$

El incremento de aceleración sobre el paso de tiempo normal está dado entonces por $\Delta \ddot{u}_i = \delta \ddot{u}_i / \theta$ y el incremento de velocidad y desplazamiento son determinados mediante las expresiones siguientes:

$$\dot{u}_{i+1} = u_i + \Delta u_i \quad 99$$

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta \dot{u}_i \quad 100$$

$$\ddot{u}_{i+1} = \ddot{u}_i + \Delta \ddot{u}_i \quad 101$$

Este método es utilizado para aproximar las derivadas del sistema de ecuaciones de movimiento, a fin de que la integral pueda ser realizada paso a paso. Este método es apropiado para sistemas de múltiples grados de libertad ya que provee propiedades de disipación numérica para el amortiguamiento de altos modos, como es el caso de modos para los cuales $\Delta t/T_n \geq 1.0$. Su estabilidad radica en el valor de θ , que se determina para establecer la estabilidad óptima del proceso numérico, así como la exactitud de la solución, de tal manera que si $\theta=1$, da como resultado el método de aceleración lineal, el cual es estable si $\Delta t < 0.551 T_n$. Si $\theta \geq 1.37$, el método

es incondicionalmente estable, generalmente se utiliza $\theta=1.42$. En esta tesis se utilizará el método de Wilson para calcular la respuesta dinámica de la estructura objeto de estudio.

8.5 Caracterización de los mecanismos de falla

Cuando a un edificio es sometido a movimientos severos provocados por terremotos su respuesta suele ser no lineal. La filosofía de diseño sismo-resistente de edificaciones, supone la disipación de energía sísmica a través del comportamiento inelástico de la estructura. Esta consideración permite obtener un diseño más eficiente con una relación costo beneficio más alta. Para el análisis no lineal, ya sea estático o dinámico, es necesario conocer las relaciones momento-curvatura o momento-rotación de los elementos estructurales, ya sea a flexión o a flexo-compresión. De estos diagramas se obtiene la rigidez de una sección de acuerdo al nivel de cargas que actúa sobre la misma, Aguiar et al. (Aguiar, Mora, & Rodríguez, 2015) .

8.5.1 Diagrama momento-curvatura y momento-rotación. Para el análisis no lineal de estructuras, es importante conocer la relación momento (M) curvatura (ϕ) de los elementos estructurales, con el fin de evaluar si el elemento cumple con las características de desempeño y con los criterios de seguridad establecidos por los códigos de diseño sismo-resistente. En la Figura 41 se presenta un esquema del diagrama momento-curvatura. La curva del primer cuadrante corresponde al caso en que el refuerzo de la zona inferior se encuentra a tracción y la curva del tercer cuadrante al caso opuesto donde el refuerzo de la zona superior se encuentra a tracción. El diagrama contempla tres zonas, una de rigidez elástica EI_e , ($M < M_y$), la de rigidez de post-fluencia EI_p , ($M_y < M < M_u$) y una de rigidez residual EI_r , ($M = M_R$).

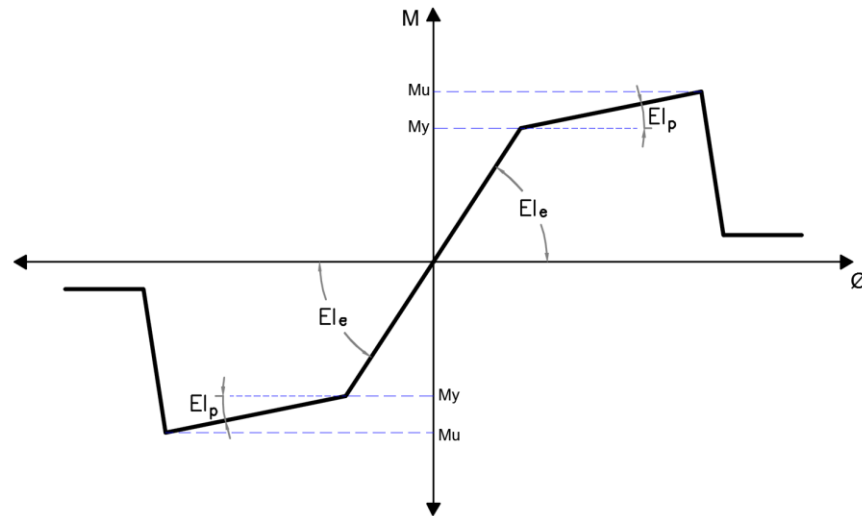


Figura 41. Diagramas momento-curvatura. Adaptado de Aguiar 2015. Revista Ciencia

donde M_y y ϕ_y son el momento y la curvatura en el punto de fluencia los cuales se obtienen de acuerdo a Park. (Park, 1985); M_u , y ϕ_u son el momento y la curvatura en el punto último; M_R es el momento residual el cual se puede calcular de acuerdo a las recomendaciones del FEMA 356.

La Figura 42 es una idealización del comportamiento de la relación momento rotación de un elemento de concreto reforzado. De acuerdo a este esquema, cuando la deformación del elemento se incrementa, la carga actuante varía siguiendo las leyes de comportamiento vinculadas a cada tramo. De acuerdo al ASCE 41 (ASCE 41, 2011) y al FEMA 356, los puntos A , B , C , D y E que se muestran en la Figura son los puntos notables del diagrama momento rotación. El punto B corresponde a la fluencia; el C está vinculado al esfuerzo máximo y el segmento DE es el momento residual. En el eje horizontal se indica θ o Δ , que son la rotación o el desplazamiento, respectivamente. En el eje vertical se muestra la carga actuante sobre la carga asociada a la fluencia Q/Q_y . Para el caso de flexión esta relación será M/M_y , Aguiar et al, (2015). El paso de curvatura a rotación se realiza por medio de la longitud plástica L_p . Cuando la sección

ingresa al rango no lineal se obtiene la longitud plástica con base en el diagrama de momentos, Ger (Ger and Cheng, 2012).

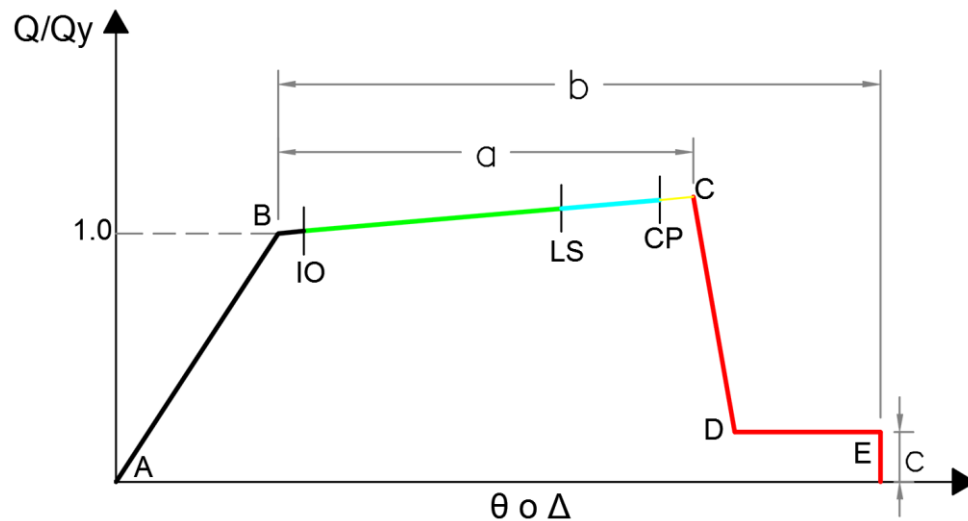


Figura 42. Diagramas momento-rotación. Fuente: Federal Emergency Management Agency. FEMA 356.

Existen programas de software que permiten encontrar estos diagramas para concreto reforzado utilizando las curvas esfuerzo-deformación tanto del concreto como del acero. El ASCE 41 y el FEMA 356 presenta tablas que contienen las variables A , B , C , D y E (ver Figura 49) por medio de las cuales se puede encontrar en forma sencilla las relaciones momento rotación descritas en esta sección.

8.5.2 Rótulas plásticas. En concreto reforzado una rótula plástica es un concepto teórico que idealiza el comportamiento de una sección en la que el refuerzo de acero que trabaja a tracción alcanza la plastificación y gira bajo incrementos de carga sin apenas aumentar el momento. La rótula plástica depende de varios factores:

- La forma de la ley de momentos: Las rótulas plásticas abarcan una longitud mayor si disminuye el gradiente de la ley de momentos. Por esta razón, las rótulas plásticas debidas a cargas uniformemente distribuidas suelen tener mayor longitud con respecto a las de cargas puntuales.
- La presencia de los esfuerzos cortantes simultáneos con el momento flector: El esfuerzo cortante provoca la inclinación de las fisuras, haciendo que incremente la tensión del refuerzo principal de tracción.
- El diámetro del refuerzo a tracción: La pérdida de adherencia producida por los altos niveles de tensiones tangenciales, tiene efecto similar al caso anterior, extendiendo la zona plastificada a puntos adyacentes.

Las rótulas son usadas para modelizar el comportamiento de un elemento más allá del rango lineal y pueden ser asignadas en posiciones discretas de los elementos. Las rótulas son usadas generalmente cuando se quieren llevar a cabo análisis no lineales, ya sean estáticos o dinámicos, Computers and Structures, Inc (Computers and Structures, Inc. , 2015). Tal y como se ha explicado previamente, el diagrama momento rotación de una sección se calcula a partir del punto de fluencia, utilizando los coeficientes a , b , c , del ASCE 41 o del FEMA 356. Para calcular el punto de fluencia se pueden utilizar las ecuaciones propuestas en el método de Park (1985) las cuales se indican a continuación:

$$My = 0.5f'_c b d^2 [(1 + \beta_c - \eta)\eta_0 + (2 - \eta)p_t + (\eta - 2\beta_c)\alpha_c p'_t] \quad 102$$

donde:

$$\begin{aligned} \beta_c &= \frac{d'}{d}; \quad \eta = \frac{0.75}{1+\alpha_y} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0}\right)^{0.7}; \quad \alpha_y = \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_0}; \quad \eta_0 = \frac{P_0}{bdf'_c} \\ p_t &= \frac{A_s f_y}{bdf'_c}; \quad p'_t = \frac{A'_s f_y}{bdf'_c}; \quad \varepsilon_c = \phi_y d - \varepsilon_y \leq \varepsilon_u \\ \alpha_c &= (1 - \beta_c) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_y} - \beta_c \leq 1 \\ \phi_y &= [1.05 + (c_2 - 1.05) \frac{\eta_0}{0.03}] \frac{\varepsilon_y}{(1 - k)d} \\ k &= \sqrt{(p_t + p'_t)^2 \frac{1}{4\alpha_y^2} + (p_t + \beta_c p'_t) \frac{1}{\alpha_y} - (p_t + p'_t) \frac{1}{2\alpha_y}} \\ c_2 &= 1 + \frac{0.45}{(0.84 + p_t)} \end{aligned} \tag{103}$$

b, d, d' , son la base, la altura efectiva y el recubrimiento del refuerzo a compresión; $f_y, \varepsilon_y, f'_c, \varepsilon_0$ son el límite de fluencia del acero, la deformación de fluencia, la resistencia máxima del concreto a compresión y la deformación asociada a la resistencia máxima del concreto, respectivamente; P_0 es la carga axial que tiene el elemento (para vigas es igual a cero); ε_c es la deformación del acero a compresión y tiene que ser menor que la deformación ultima ε_u que puede ser igual a 0.003 para diseño o 0.004 para verificación; A_s, A'_s son el área del refuerzo a tracción y compresión respectivamente. Para el caso de columnas se considera que $A_s = A'_s$; M_y y ϕ_y , son el momento y la curvatura en el punto de fluencia, respectivamente.

8.5.2.1 Criterios de aceptación para procedimientos no lineales en vigas de concreto

reforzado: En las tres primeras columnas de la Tabla 14 se indican los parámetros que se deben evaluar, antes de encontrar los valores a,b,c. El primer parámetro está relacionado con las cuantías de acero; el segundo define si el refuerzo transversal utilizado está confinando a la viga; el tercero está relacionado con el cortante actuante. A continuación se muestran las ecuaciones para calcular estos parámetros.

- Cuantía a flexión (primera casilla):

$$\rho = \frac{As}{bd}; \quad \rho' = \frac{A's}{bd}; \quad \rho_b = \frac{0.85f'_c}{f_y} \beta_1 \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right) \quad 104$$

donde:

$$\beta_1 = 0.85 \text{ para } f'_c \leq 280 \text{ Kg/cm}^2 \quad 105$$

$$\beta_1 = 0.65 \leq 1.05 - \frac{f'_c}{1400} \leq 0.85 \text{ para } f'_c > 280 \text{ Kg/cm}^2$$

- Refuerzo transversal confinado (segunda casilla):

$$s \leq \frac{d}{3}; \quad V_s > \frac{3}{4}V; \quad V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad 0-1$$

donde A_v es el área del refuerzo transversal (cm^2); f_y el límite de fluencia (Kgf/cm^2); d es la altura efectiva de la viga (cm); s el espaciamiento de los estribos (cm); V_s es la capacidad al corte de la armadura transversal (Kgf); y V el cortante actuante (Kgf).

- Cortante actuante (tercera casilla):

$$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$$

106

A partir de las variables anteriores se pueden definir las coordenadas que definen la relación momento rotación para vigas según la Tabla 14.

Tabla 14. *Parámetros y criterios de aceptación para procedimientos no lineales en vigas de concreto reforzado.*

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams										
Conditions	Modeling Parameters ³				Acceptance Criteria ³					
	Plastic Rotation Angle, radians			Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians					
					Performance Level					
					IO	Component Type				
						Primary		Secondary		
	a	b	c		LS	CP	LS	CP		
i. Beams controlled by flexure ¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear ¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03
1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.										
2. “C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V _p) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.										
3. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.										

Adaptado de: Federal Emergency Management Agency FEMA 356. *Table 6-7.*

8.5.2.2 Criterios de aceptación para procedimientos no lineales en columnas de concreto reforzado: De manejar similar a las vigas, existen tres controles necesarios para calcular los parámetros a , b , c , (ver Tabla 15) con los cuales se halla el diagrama momento rotación. El primer control consiste en calcular la siguiente ecuación:

$$\frac{P}{A_g f'_c}$$

107

donde P es la carga axial; A_g el área de la sección transversal de la columnas; f'_c es el módulo de compresión máximo del concreto. El segundo control tiene que ver con el confinamiento y el tercero con el cortante actuante. Estos dos controles se calculan de forma análoga al de las vigas. Es importante destacar que si la columna está controlada por corte no se pueden obtener los valores de a , b , c de la Tabla 15. En este caso, es necesario consultar la sección 6.5.4.2 del FEMA 356.

Tabla 15. *Parámetros y criterios de aceptación para procedimientos no lineales en columnas de concreto reforzado.*

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns									
Conditions	Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴					
	Plastic Rotation Angle, radians	Residual Strength Ratio	IO	Plastic Rotation Angle, radians					
				Performance Level					
				Component Type					
				Primary			Secondary		
	a	b	c	LS	CP	LS	CP	LS	CP
i. Columns controlled by flexure¹									
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d_v \sqrt{f'_c}}$							
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.005	0.008
ii. Columns controlled by shear^{1,3}									
All cases ⁵	—	—	—	—	—	—	—	.0030	.0040
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3}									
Hoop spacing ≤ d/2	0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02	
Hoop spacing > d/2	0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01	
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P_o^{1,3}									
Conforming hoops over the entire length	0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02	
All other cases	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_p) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
3. To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.
4. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
5. For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria.

Adaptado de Federal Emergency Management Agency FEMA 356. *Table 6-8.*

8.5.3 Efecto P-Delta. La incapacidad de un sistema estructural, o parte de éste, para soportar las cargas de gravedad durante un evento sísmico suele desencadenar en colapso. El colapso de una estructura puede ser local o global, así como de tipo progresivo o incremental; el primero consiste en la propagación de un fallo local a otros elementos y el segundo se produce cuando existen desplazamientos muy grandes que producen efectos de segundo orden. Este último también es denominado colapso por desplazamiento lateral, Ibarra et al, (Ibarra & Krawinkler, 2005). El efecto de segundo orden también llamado de degradación en el ciclo o

efecto P-delta, Asimakopoulos, et al. (Asimakopoulos, Karabalis, & Beskos, 2007), se define como la acción de cargas de gravedad que aparecen debido a desplazamientos horizontales en edificios de varios pisos. Adam, et al. (Adam, Ibbara, & Krawinkler, 2004) lo define como la amplificación de las demandas de una estructura sometida a desplazamientos laterales debido a la acción de las cargas verticales. El efecto P-delta representa el efecto de una carga alta de compresión que afecta la rigidez transversal de un elemento, esta compresión reduce la rigidez lateral y aumenta la deformación lateral. El efecto P-delta es un tipo de no linealidad geométrica. En edificios altos es importante tener en cuenta este efecto ya que puede incrementar significativamente la fuerza cortante efectiva en cada piso.

Las nuevas disposiciones del ASCE 7, (ASCE 7, 2010), abordan la no linealidad geométrica exigiendo que los efectos P-delta sean incluidos en el análisis estructural. Este enfoque es generalmente aceptable si se implementa adecuadamente, pero hay ciertas precauciones que deben ser tenidas en cuenta. Una de las principales precauciones tiene que ver con la forma de modelizar los elementos o la estructura como tal. Existen diferentes modelos matemáticos para considerar la no linealidad geométrica. En la Figura 43 se muestran algunos modelos simples propuestos por Charney, (Charney, 2014). El modelo representado en la Figura 43a, consiste en una columna simple en voladizo, elástica, a la cual se le aplica una carga lateral y vertical simultáneamente, esta columna es axialmente rígida y puede presentar deformación lateral. En la Figura 43b se muestra un análisis elástico o de primer orden del sistema, donde se produce una deformación horizontal $\Delta_b = Vh^3/3EI$. Una primera aproximación para tener en cuenta el efecto p-delta se muestra en la Figura 43c. En este caso la deformación lateral viene dada por $\Delta_c = (1/(1 - P \Delta_b/Vh))\Delta_b$. La rigidez geométrica es negativa e igual a $K_G = -P/h$ y se basa en la forma deformada constante desviada en vez de la forma de deformación verdadera. Esta

"incompatibilidad" en formas involuntariamente aumenta la rigidez del sistema en relación con la que se muestra en la Figura 43d, donde se asume una función cúbica para calcular la deformada tanto para la rigidez elástica como para la rigidez geométrica. Por tanto, la deformación Δ_d es mayor a la deformación Δ_c . Nótese que en la Figura 43a, Figura 43b y Figura 43d, el desplazamiento vertical en la parte superior de la columna es igual a cero, debido a que la rigidez axial del elemento es infinita y no está acoplada a la rigidez de flexión. No obstante, la columna tiene un desplazamiento vertical debido al giro. Para pequeños desplazamientos laterales este efecto es insignificante. Sin embargo, para desplazamientos grandes, como en el caso de edificios altos, este efecto es importante. En la Figura 43e se observa otra representación matemática llamada "corotacional". En la formulación de este modelo se tiene en cuenta la deformación vertical del sistema Δ_{ev} . Sin embargo, la formulación corotacional no considera el efecto P- δ , esto causa una pérdida de exactitud en el cálculo de las deformaciones.

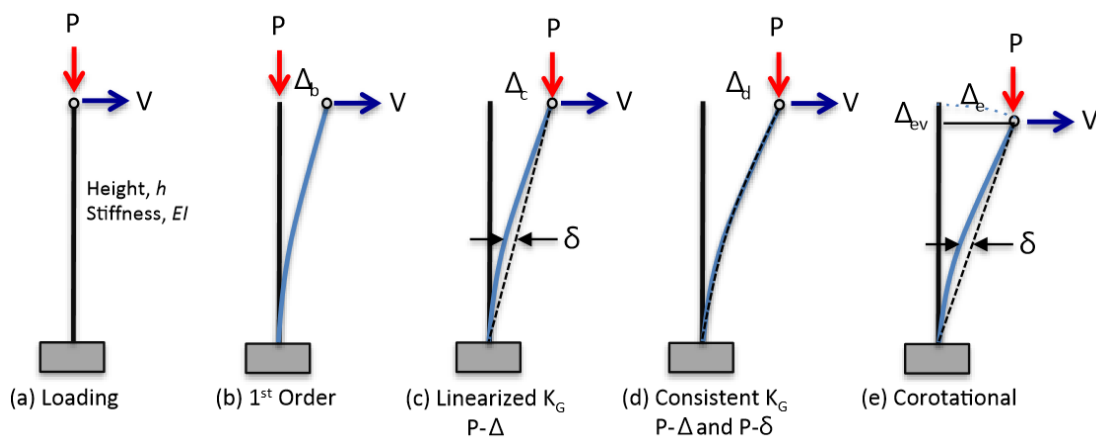


Figura 43. Diferentes modelos matemáticos utilizados para modelizar la no linealidad geométrica. Adatado de F. Charney (2015).

Como regla general, estudios previos muestran que cuando los desplazamientos horizontales exceden un 10 por ciento de la dimensión vertical de un elemento, es necesario considerar los efectos P-Delta utilizando metodologías capaces de identificar la posible inestabilidad que se pueda presentar. Es importante mencionar que en el presente trabajo se tienen en cuenta los efectos p-delta en la modelización de acuerdo a la hipótesis descrita en la Figura 43c, ya que el software captura los efectos locales de pandeo elemento por elemento, Computers and Structures, Inc (2015).

8.6 Definición de los niveles de desempeño

La experiencia de sismos recientes ha puesto en evidencia una importante limitación del enfoque implícito en muchos de los códigos de diseño sísmico hasta ahora empleados. El desempeño de una estructura durante un evento sísmico no está dado de manera explícita en estos códigos y los enfoques empleados no conducen a un eficiente control de los daños ni a una plena satisfacción de la filosofía de diseño sismo resistente, Bertero (Bertero & Bertero, 2002). De hecho, la mayoría de códigos y metodologías de evaluación para el diseño sísmico, consideran solamente un nivel de movimiento del suelo para el cual la edificación no debe colapsar. Estas provisiones raramente reconocen que pueden ocurrir daños sustanciales y grandes pérdidas asociados a sismos de naturaleza más frecuente. Por tal razón, es importante reconocer que la seguridad ante el colapso debido a grandes sismos no implica necesariamente un comportamiento aceptable de la edificación durante sismos de pequeña o moderada intensidad, por lo que se requiere definir objetivos de desempeño como una estrategia para disponer de alternativas aceptables de evaluación.

Un objetivo de desempeño determina el nivel de comportamiento deseado de un edificio ante la demanda de carga, en este caso la demanda sísmica. El comportamiento de una estructura ante un evento sísmico es descrito por el máximo estado de daño permitido, (expresado en la deformación de la rótula). Un objetivo de desempeño puede incluir varios niveles de comportamiento del edificio para varios niveles de demanda sísmica y entonces es denominado un objetivo de desempeño dual o múltiple. Priestley (Priestley, 2000).

El nivel de desempeño de un edificio puede ser definido con base a cuatro niveles específicos de funcionamiento y a dos niveles de rendimiento propuestos en el FEMA 356. En la Figura 44 se muestran los niveles de desempeño estructural Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS) y prevención del colapso (CP). Estos equivalen a estados de daño usados en la evaluación y el reforzamiento de estructuras.

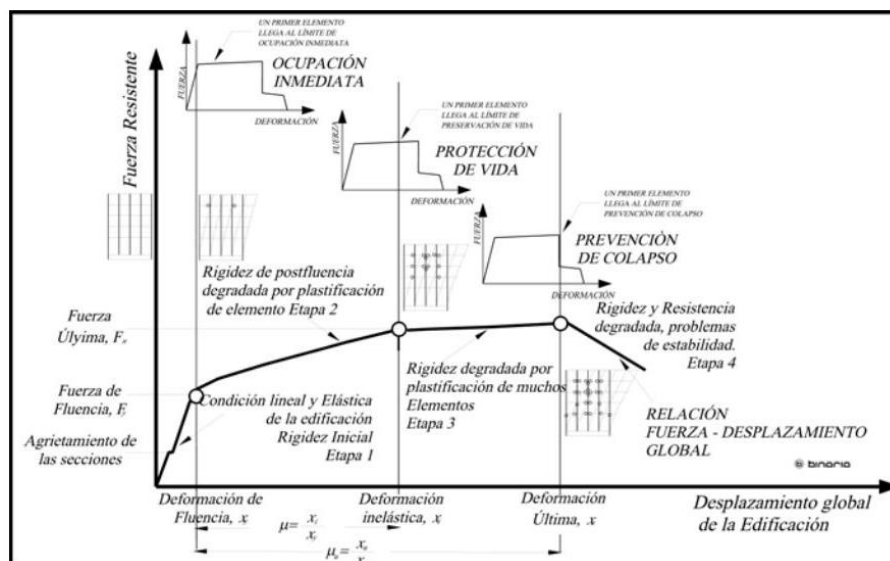


Figura 44. Niveles de desempeño asociados al comportamiento no lineal de la estructura.

Adaptado de Gallego & Sarria, el concreto y los terremotos.

Existen otras designaciones de desempeño estructural intermedios a los anteriormente mencionados tales como el Control de Daño, la Seguridad Limitada y el nivel No considerado. Estos niveles son importantes designaciones para permitir directa referencia a la amplia variedad de niveles de desempeño del edificio que se requiere. A continuación se hace una breve descripción de cada uno de los niveles de desempeño.

8.6.1 Ocupación Inmediata (IO), S-1. Estado de daño en el que ocurre un limitado daño estructural. El sistema de resistencia sísmico del edificio conserva casi toda sus características y capacidades iniciales. El riesgo de amenaza a la vida por falla estructural es insignificante y el edificio es seguro para su ocupación.

8.6.2 Control de Daño, S-2. Este término no es un nivel específico pero es un rango de daño que varía desde S-1 (Ocupación Inmediata) a S-3 (Seguridad de Vida). Este nivel se utiliza para controlar el daño de la arquitectura de edificios históricos de contenido valioso.

8.6.3 Seguridad de Vida (LS), S-3. Estado en el que le ocurre un daño significativo a la estructura pero donde permanece algún margen contra el colapso total o parcial. El nivel de daño es menor que aquel para el nivel de estabilidad estructural. Las componentes estructurales principales no fallan.

Se espera probablemente que grandes reparaciones estructurales sean necesarias antes de la reocupación del edificio, aunque en algunas ocasiones puede que el daño no sea económicamente reparable. Este nivel de comportamiento estructural está proyectado a ser el nivel de

comportamiento esperado en la mayoría de los códigos de diseño para nuevos edificios ante la acción sísmica asociada a un periodo de retorno de 475 años.

8.6.4 Seguridad Limitada, S-4. Nuevamente este no es un nivel específico de desempeño, pero es un rango de estado de daño entre S-3 (Seguridad de Vida) y S-5 (Estabilidad Estructural). Provee una definición para las situaciones donde el reforzamiento puede no satisfacer todos los requerimientos estructurales del nivel de seguridad de vida.

8.6.5 Prevención del colapso (CP), S-5. Este es el límite del nivel de estado de daño en el que el sistema estructural del edificio está al borde de experimentar colapso parcial o total. Se espera un daño sustancial de la estructura, así como una importante degradación en la rigidez y resistencia del sistema resistente a fuerza lateral. Sin embargo, todos los componentes de su sistema resistente a cargas de gravedad continúan para soportar las cargas gravitacionales. Aunque el edificio debe permanecer estable, existe riesgo significativo de colapso. Es muy probable que el daño sea técnicamente y económicamente irreparable.

8.6.6 No considerado, S-6. Este no es un nivel de desempeño, pero provee una descripción para situaciones donde se ejecuta una evaluación sísmica o reforzamiento. La inclusión de un nivel de comportamiento estructural no considerado es una herramienta útil de comunicación entre el diseñador y el propietario.

8.7 Análisis dinámico de la estructura

A continuación se describe el procedimiento empleado para obtener la respuesta sísmica de la estructura utilizando métodos dinámicos.

8.7.1 Obtención de los acelerogramas. En el apartado 7 se estudió y diseñó una estructura usando el AME como metodología para estimar los esfuerzos y deformaciones debido al sismo. La demanda sísmica se obtuvo a partir del espectro elástico de diseño para la ciudad de Bucaramanga considerando un suelo tipo C. Con el propósito de evaluar el desempeño de esta estructura usando el ADNL, es necesario obtener un grupo de acelerogramas que sean compatibles con el espectro de diseño de la zona. En este trabajo se utilizarán 8 registros de acelerogramas reales obtenidos mediante el método presentado en el apartado 6.7. Para esto se usa la base de datos Europea publicada por Ambraseys et al. (Ambraseys, Smit, Sigbjornsson, Suhadolc, & Margaris, 2002) La cual contiene más de 1000 acelerogramas registrados en Europa y que, en la mayoría de los casos, cuenta con las tres componentes, es decir, dos componentes horizontales y una componente vertical. Es importante destacar que el método expuesto en el apartado 6.7 considera una sola dirección del registro. Sin embargo, debido a que el modelo estructural empleado para modelizar la estructura es 3-dimensional, resulta necesario disponer de las dos componentes horizontales de los registros. Por tanto, inicialmente el criterio de búsqueda de los registros considera una dirección, sin embargo, por conveniencia, se capturan las dos componentes horizontales.

En la Figura 45 se muestran los espectros de los registros encontrados en la base de datos a partir del método expuesto en el apartado 6.7. Cabe destacar que se ha buscado que la componente de mayor aceleración horizontal del registro coincida con el 100% del espectro de diseño. La componente ortogonal se ha escalado al 30% y se ha graficado en la Figura 46.

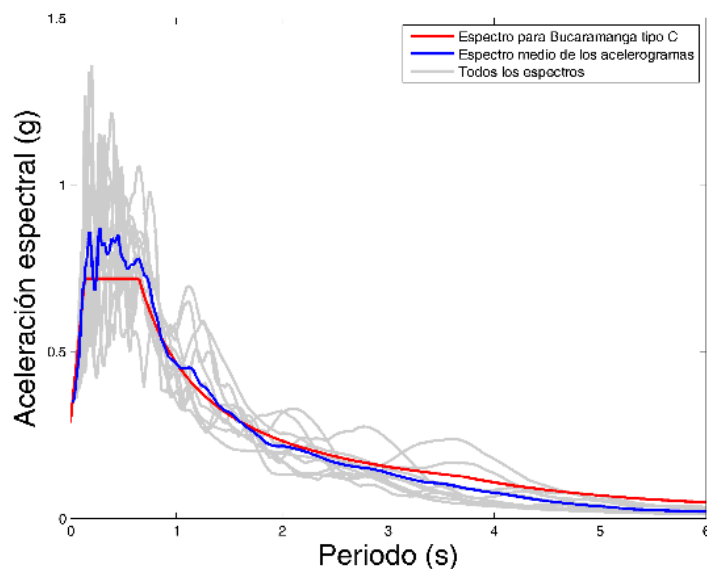


Figura 45. Espectros de respuesta de los acelerogramas de la componente al 100%, espectro elástico de diseño.

En la Figura 45 puede verse que la media de los espectros de los registros encontrados coincide adecuadamente con el espectro de diseño. No obstante, la dispersión de datos es muy alta. Lo mismo sucede con las componentes ortogonales de los registros que se han escalado al 30%. Para disminuir esta incertidumbre se puede hacer uso del método para calcular acelerogramas híbridos mostrado en el apartado 6.6.3. Con este método, la dispersión de los registros, respecto al espectro de diseño, se puede hacer casi cero si se seleccionan filtros finamente ajustados.

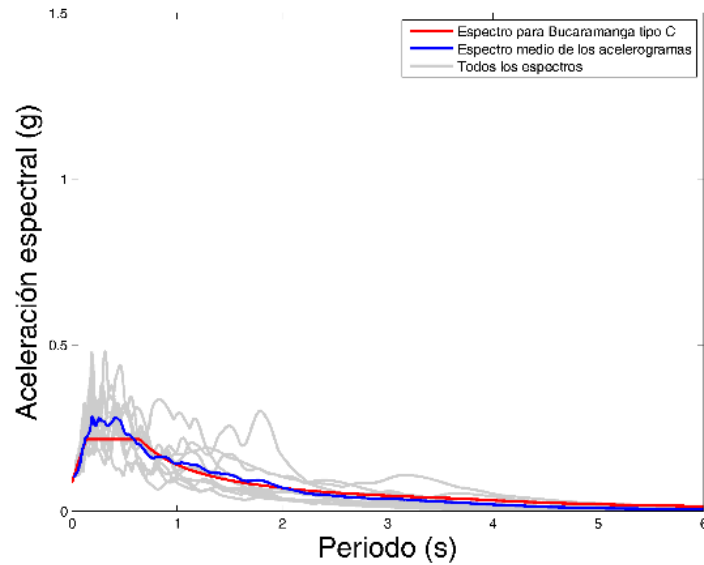


Figura 46. Espectros de respuesta de los acelerogramas de la componente al 30%, espectro elástico de diseño.

En las Figura 46 y Figura 47, se muestra el ajuste de los espectros mostrados en la Figura 45 y Figura 46 mediante la técnica presentada en el apartado 6.6.3. En este caso, se han seleccionado tantos filtros como puntos en el espectro de frecuencias. En las Figura 47 y Figura 48 puede verse que la dispersión de los espectros es casi cero para todo el intervalo de periodos.

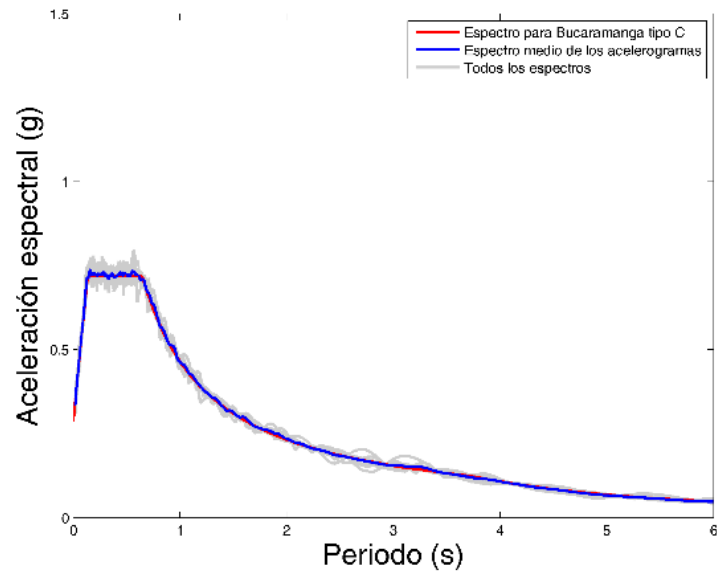


Figura 47. Espectro de los registros ajustados de la componente al 100%

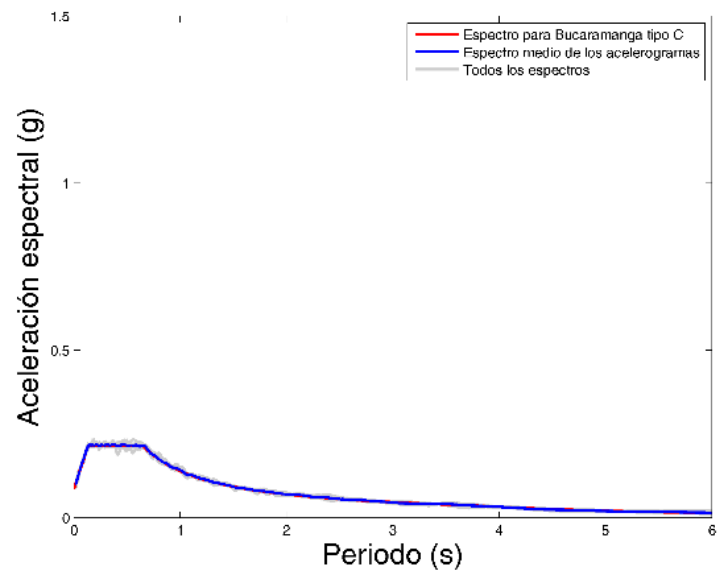


Figura 48. Espectro de los registros ajustados de la componente al 30%

8.7.2 Análisis dinámico lineal. Una vez ha sido seleccionada la acción sísmica de una manera adecuada y ajustada al espectro de diseño, se procede a calcular la respuesta dinámica lineal de la estructura con el propósito de comparar los resultados obtenidos a partir del AME.

8.7.2.1 Cálculo de los desplazamientos de techo: Inicialmente, se procede a calcular los desplazamientos esperados en el techo de la estructura mediante el análisis dinámico lineal (ADL). En la Figura 49 y Figura 50 se comparan los desplazamientos en el techo hallados por medio del AME y del ADL, en la dirección X y Y, respectivamente.

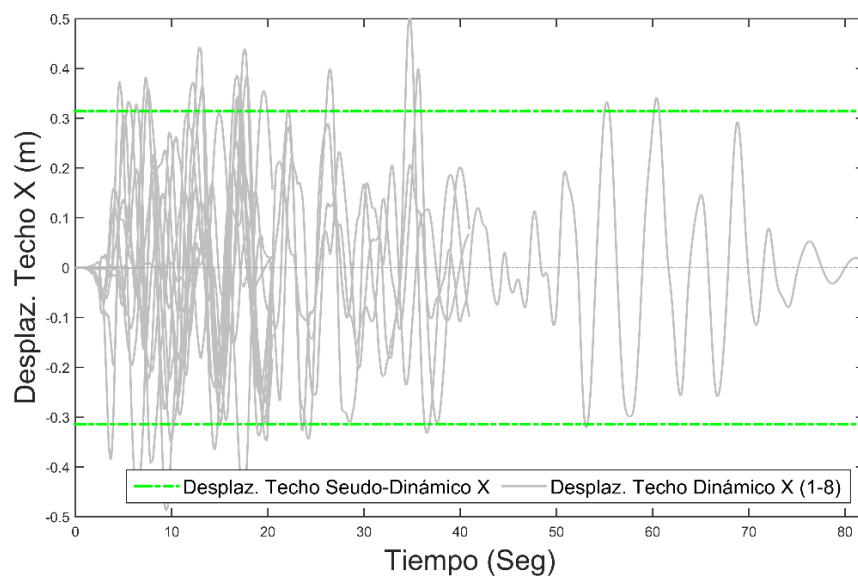


Figura 49. Desplazamiento de techo X.

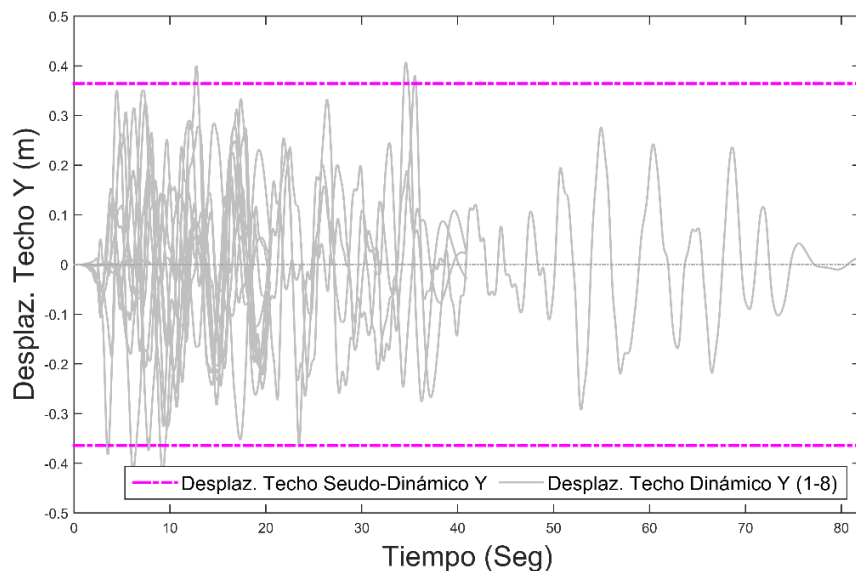


Figura 50. Desplazamiento de techo Y.

8.7.2.2 Cálculo de la deriva de piso: Según la NSR-10, la deriva máxima de piso, para una estructura de concreto reforzado con las características del edificio en estudio, no debe exceder el 1% de la altura de entrepiso cuando se usa como demanda sísmica el espectro elástico de diseño de la zona donde se emplaza la estructura. En la Figura 51 y la Figura 52 se muestran las derivas máximas de piso calculadas por medio del método del AME y del ADL. La Figura 51 muestra los resultados considerando que la amenaza sísmica es igual al 100% en la dirección X. La Figura 52 muestra los resultados considerando que la amenaza sísmica es igual al 100% en la dirección Y. Es importante destacar que la media de las derivas, obtenida a partir del ADL, es generalmente inferior a las derivas obtenidas a partir del AME. No obstante, tanto en el ADL como en el AME, las derivas de piso están lejos de alcanzar los valores de deriva límite del 1%.

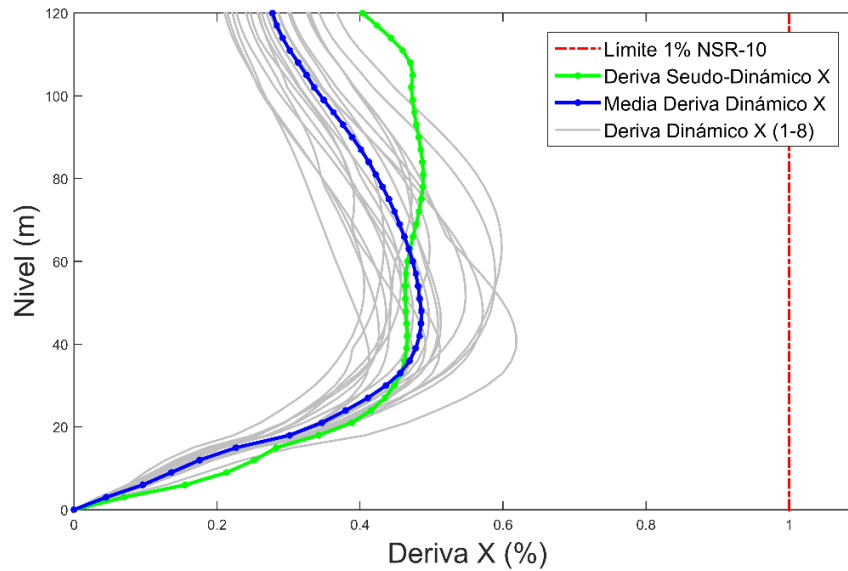


Figura 51. Deriva de piso en dirección X.

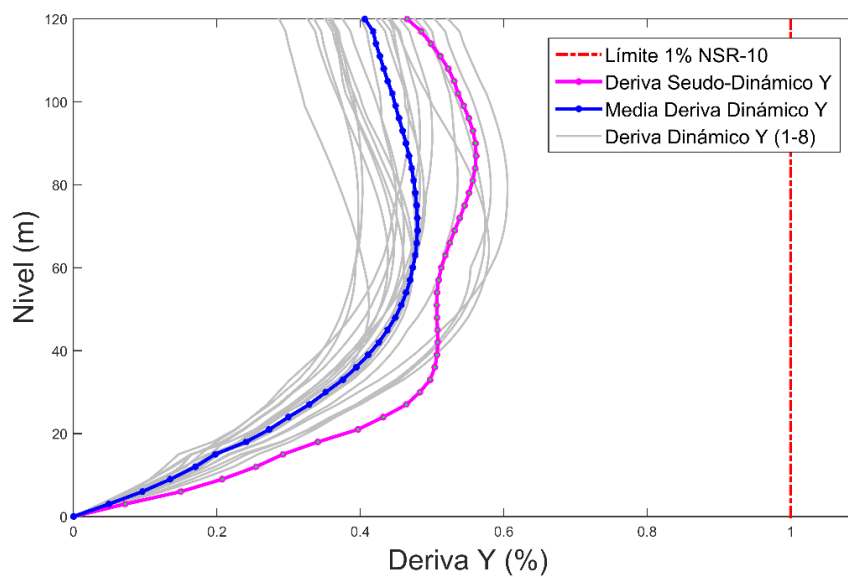


Figura 52. Deriva de piso en dirección Y.

8.7.2.3 Cortantes en la base: El cálculo del cortante basal permite determinar la fuerza lateral total como consecuencia de las fuerzas de inercia que se inducen al sistema cuando la estructura se ve sometida a un evento sísmico. Por tal razón, la resistencia global de la estructura

dependerá en gran medida del valor del cortante basal. En la Figura 53 y en la Figura 54 se muestra el cortante en la base de la estructura calculado por medio del AME y del ADL. En estas figuras se observa que el cortante calculado por medio del AME es considerablemente inferior a los valores obtenidos en la historia de cortantes calculados por medio del ADL.

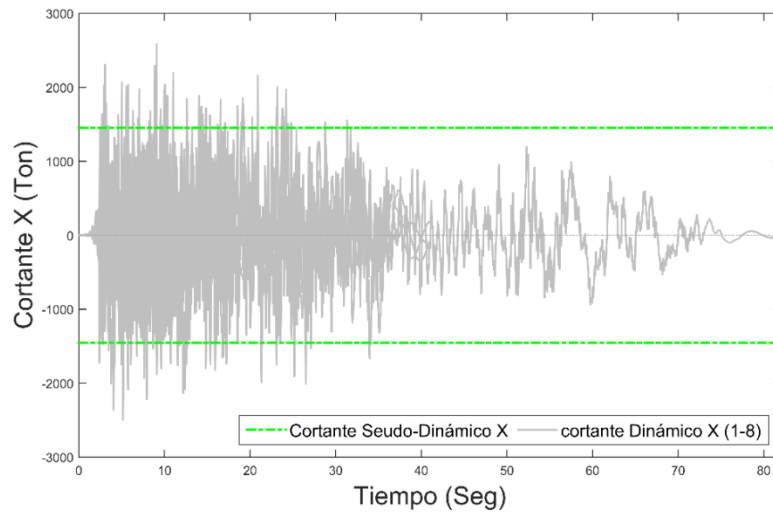


Figura 53. Cortante en la base X.

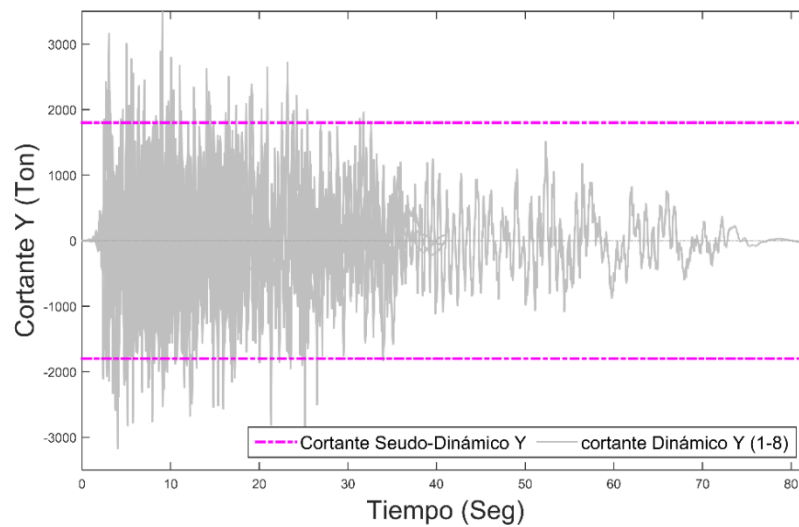


Figura 54. Cortante en la base Y.

Igualmente, en la Figura 55 y en la Figura 56 se muestran los cortantes evaluados en cada piso del edificio. En estas figuras se observa que la distribución de cortantes en altura, en las dos direcciones de estudio, difiere considerablemente entre un método y otro.

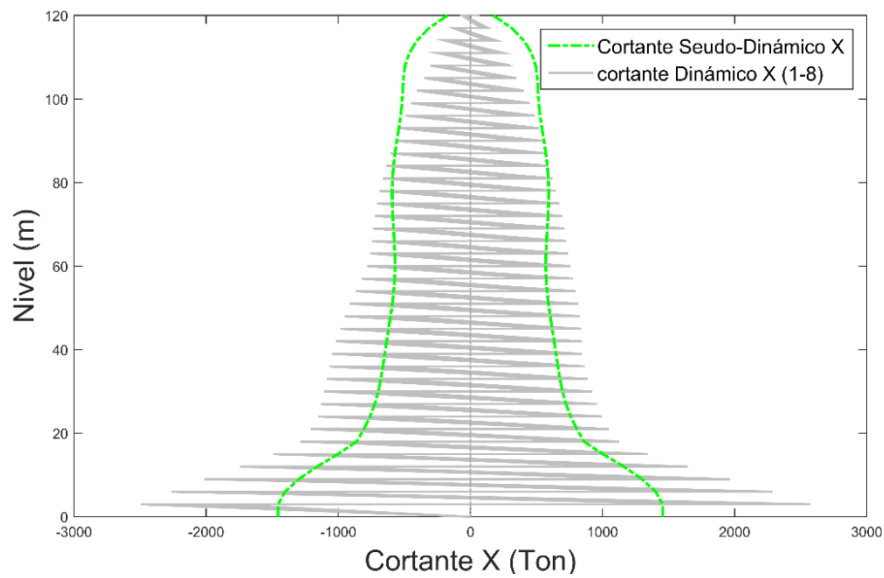


Figura 55. Distribución de cortante en altura X

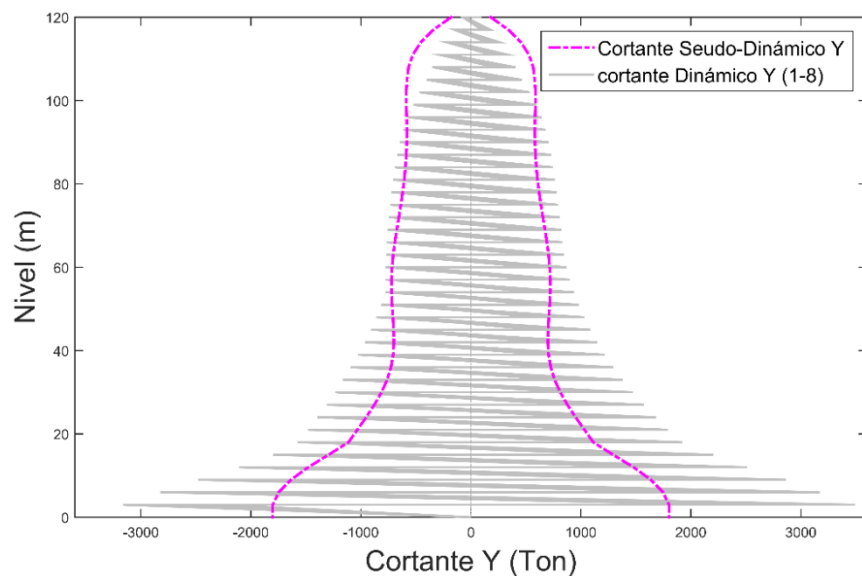


Figura 56. Distribución de cortante en altura Y

De los resultados obtenidos a partir del ADL, se puede concluir que las derivas de piso son generalmente inferiores a las obtenidas con el AME. Respecto al cortante en la base de la estructura, se ha encontrado que cuando se usa el ADL como método de análisis, los valores son considerablemente superiores si se comparan con los obtenidos a partir del AME. No obstante, en ninguno de los casos, ha sido necesario hacer ajustes por fuerza horizontal equivalente.

8.7.3 Análisis dinámico no lineal. Los resultados obtenidos a partir del ADL pueden ser útiles en una fase de pre-dimensionamiento de secciones. No obstante, para evaluar el desempeño de la estructura estudiada, es necesario considerar la respuesta no lineal de los elementos estructurales.

8.7.3.1 Mecanismos de falla de la estructura: La filosofía de diseño sismo resistente de edificaciones propuesta en los actuales códigos de diseño, supone la disipación de energía sísmica a través del comportamiento inelástico de la estructura. El objetivo principal de este concepto es que los edificios sean capaces de resistir sismos de baja intensidad sin sufrir daños estructurales significativos, sismos moderados con daños reparables y sismos de mayor intensidad sin que se produzca el colapso. No obstante, el funcionamiento de las estructuras en términos de posible daño no es cuantificado, debido a que generalmente sólo se considera un nivel del movimiento del terreno para el cual la estructura no debería colapsar. De acuerdo con principios ampliamente aceptados, con sólo muy pocas excepciones, el mecanismo de colapso en estructuras de hormigón armado debe basarse en la flexión como fuente de disipación de energía. Por lo tanto, deben suprimirse los mecanismos asociados con deformaciones inelásticas por corte, transferencia de esfuerzos por adherencia entre la armadura y el hormigón, e inestabilidad

de los elementos. Por esta razón se debe elegir la ubicación de las rótulas plásticas potenciales en vigas y columnas que posibiliten la formación de un mecanismo de colapso cinemáticamente admisible en el sistema estructural. El principio más importante en esta selección es que, para una ductilidad global dada, las ductilidades asociadas a las rótulas plásticas permanezcan dentro de límites admisibles.

8.7.3.2 Evaluación del desempeño de la estructura: A continuación se muestran las rotulas que presenta la estructura considerando los 8 terremotos escogidos por medio del método expuesto en el apartado 6.7. Es importante aclarar que para mostrar los datos de salida se eligieron dos ejes en cada dirección de estudio. Los ejes escogidos son (2-X y 3-X) y (G-Y y H-Y). Para relacionar el acelerograma usado con el porcentaje de aceleración máxima en cada dirección se establece la nomenclatura nDir-m%, donde, n es el número del acelerograma, Dir es la dirección, es decir 'X' o 'Y' y m representa el porcentaje de aceleración.

- *Resultados acelerograma 1*

En la Figura 57 se muestra que ninguna de las rótulas sobrepasa el nivel de desempeño de seguridad de vida (LS). Por tanto, se cumplen los requisitos de desempeño establecidos por el FEMA 356 cuando la estructura se somete a las aceleraciones 1X-100% y 1Y-30%.

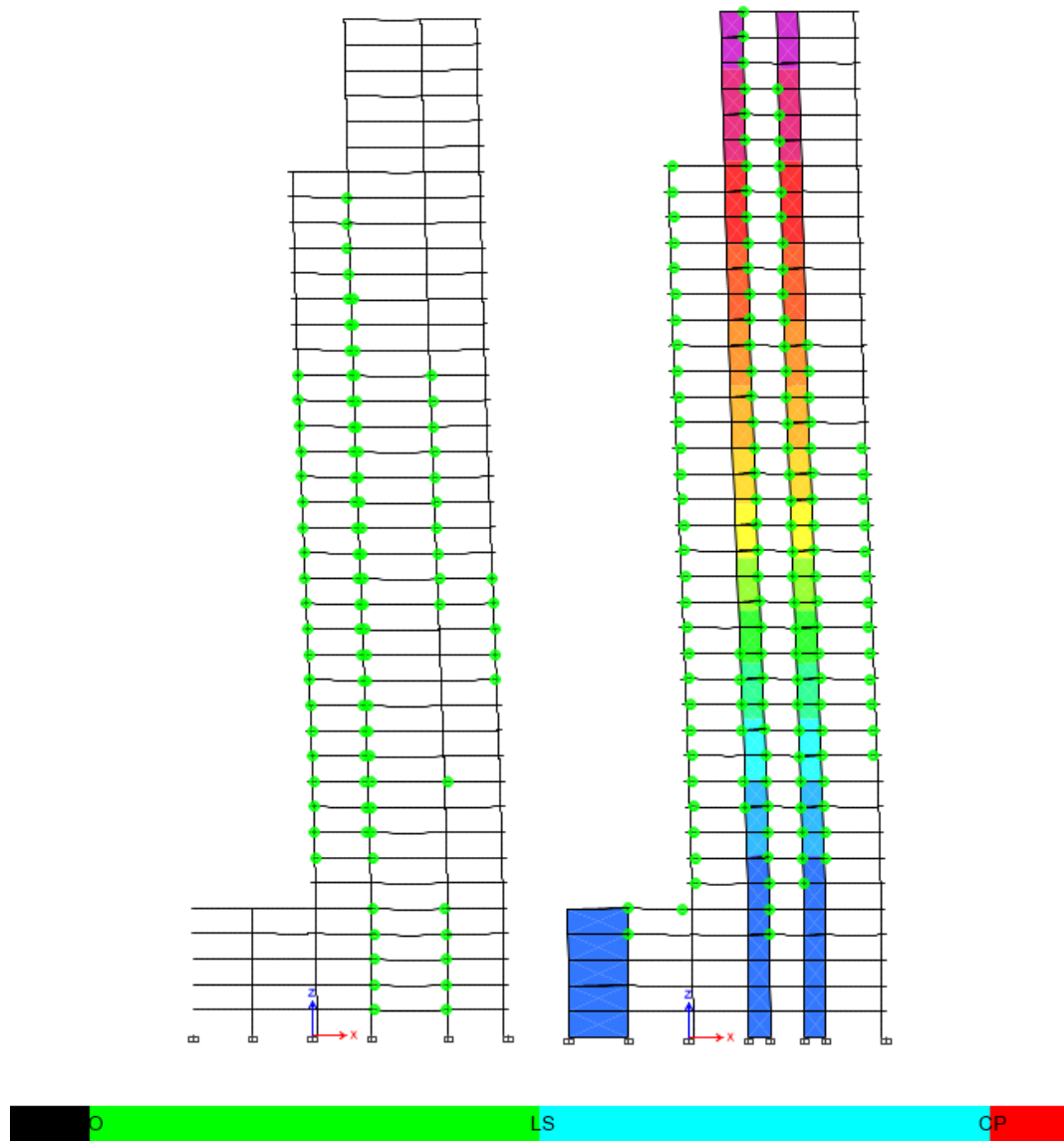


Figura 57. Rotulas presentes en el eje 2 y 3 de la estructura debido a las aceleraciones 1X-100% y 1Y-30%.

Al igual que en el eje principal X, en la Figura 58 se muestra que ninguna de las rótulas sobrepasa el nivel de desempeño de seguridad de vida (LS). Por tanto, se cumplen los requisitos de desempeño establecidos por el FEMA 356 cuando la estructura se somete a las aceleraciones 1X-30% y 1Y-100%.

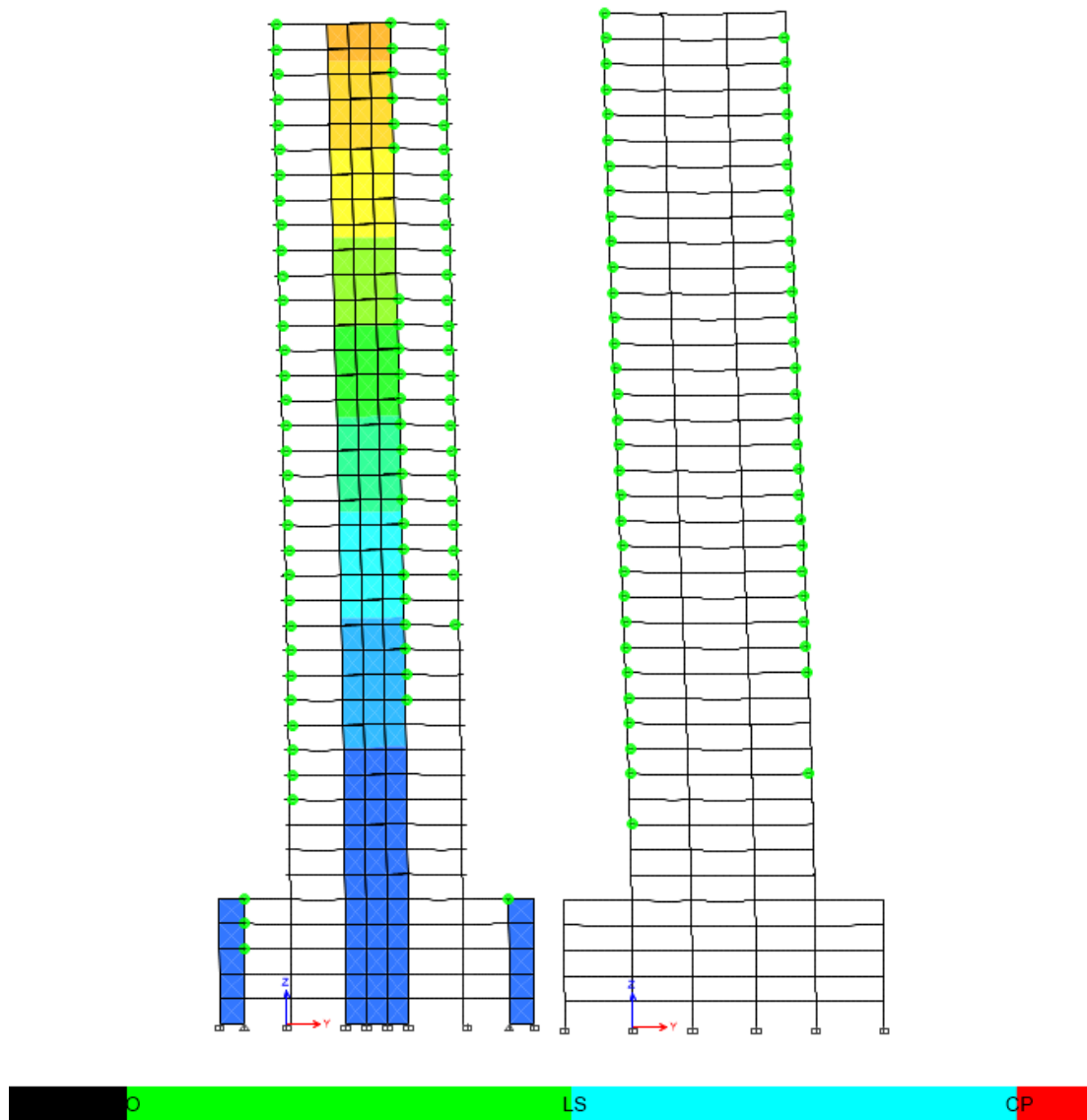


Figura 58. Rotulas presentes en el eje G y H de la estructura debido a las aceleraciones 1X-30% y 1Y-100%.

- *Resultados Acelerograma 2*

En la Figura 59 se muestra que ninguna de las rótulas sobrepasa el nivel de desempeño de seguridad de vida (LS). Por tanto, se cumplen los requisitos de desempeño establecidos por el FEMA 356 cuando la estructura se somete a las aceleraciones 2X-100% y 2Y-30%.

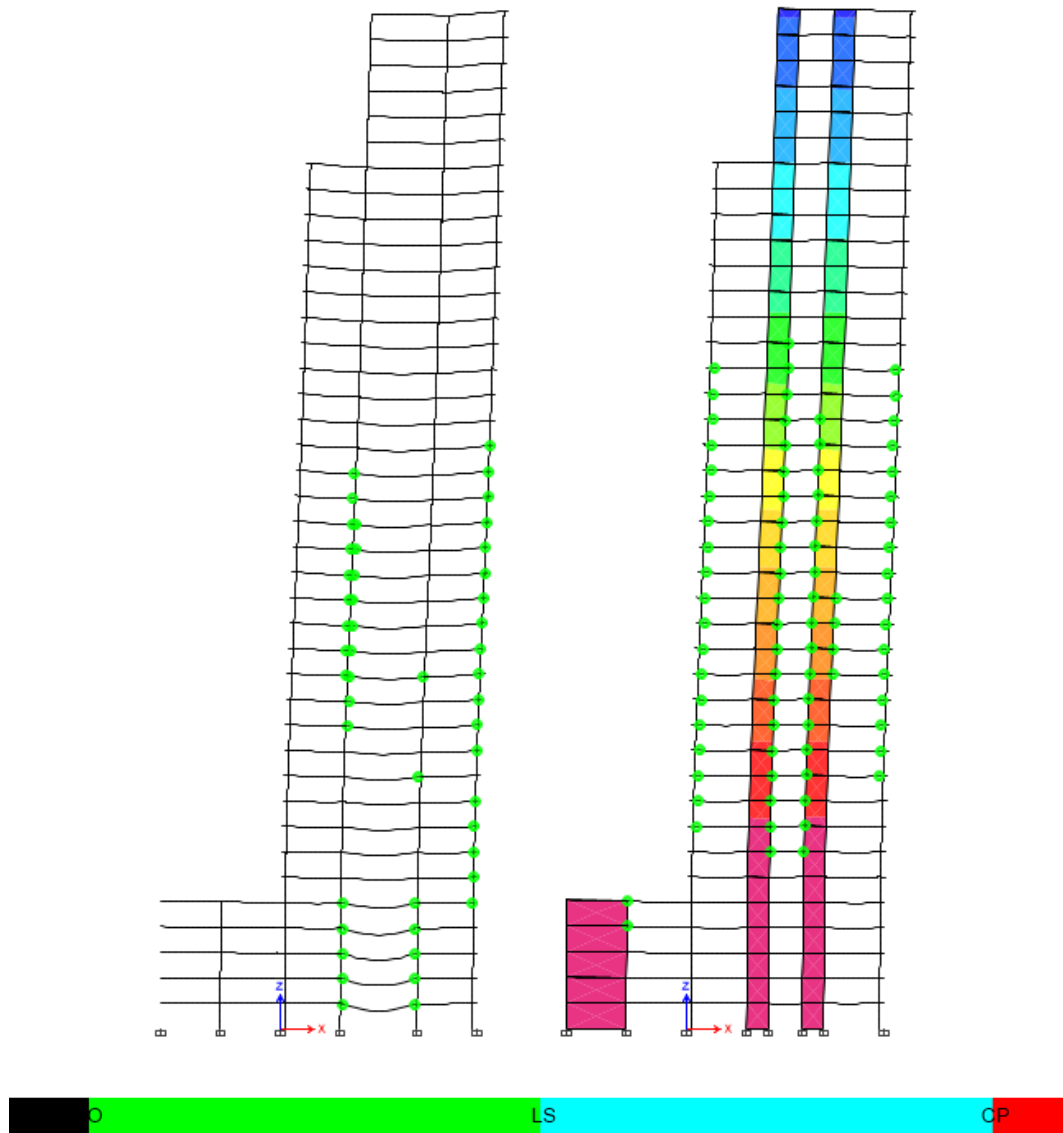


Figura 59. Rotulas presentes en el eje 2 y 3 de la estructura debido a las aceleraciones 2X-100% y 2Y-30%.

En la Figura 60 se muestra que ninguna de las rótulas sobrepasa el nivel de desempeño de seguridad de vida (LS). Por tanto, se cumplen los requisitos de desempeño establecidos por el FEMA 356 cuando la estructura se somete a las aceleraciones 2X-30% y 2Y-100%.

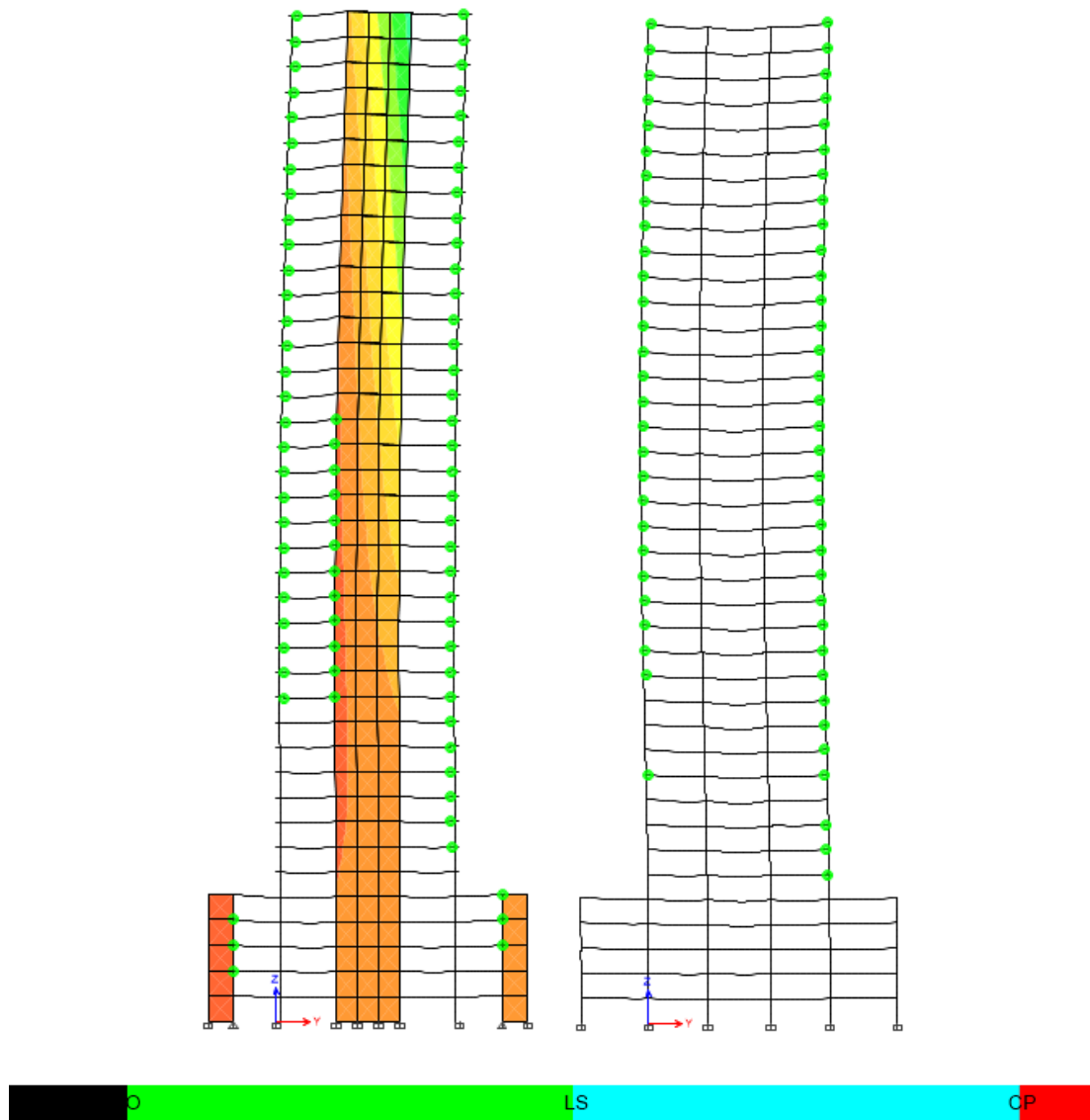


Figura 60. Rotulas presentes en el eje G y H de la estructura debido a las aceleraciones 2X-30% y 2Y-100%.

- Resultados acelerograma 3

En la Figura 61 se observa que uno de los elementos del pórtico del eje 2 presenta una rótula de colapso cuando la estructura se somete a las aceleraciones 3X-100% y 3Y-30%. Aunque el resto de la estructura se encuentre dentro del rango máximo de seguridad de vida

(LS), se requiere que el elemento que presenta dicha rótula sea revisado y adecuado al diseño final de la estructura.

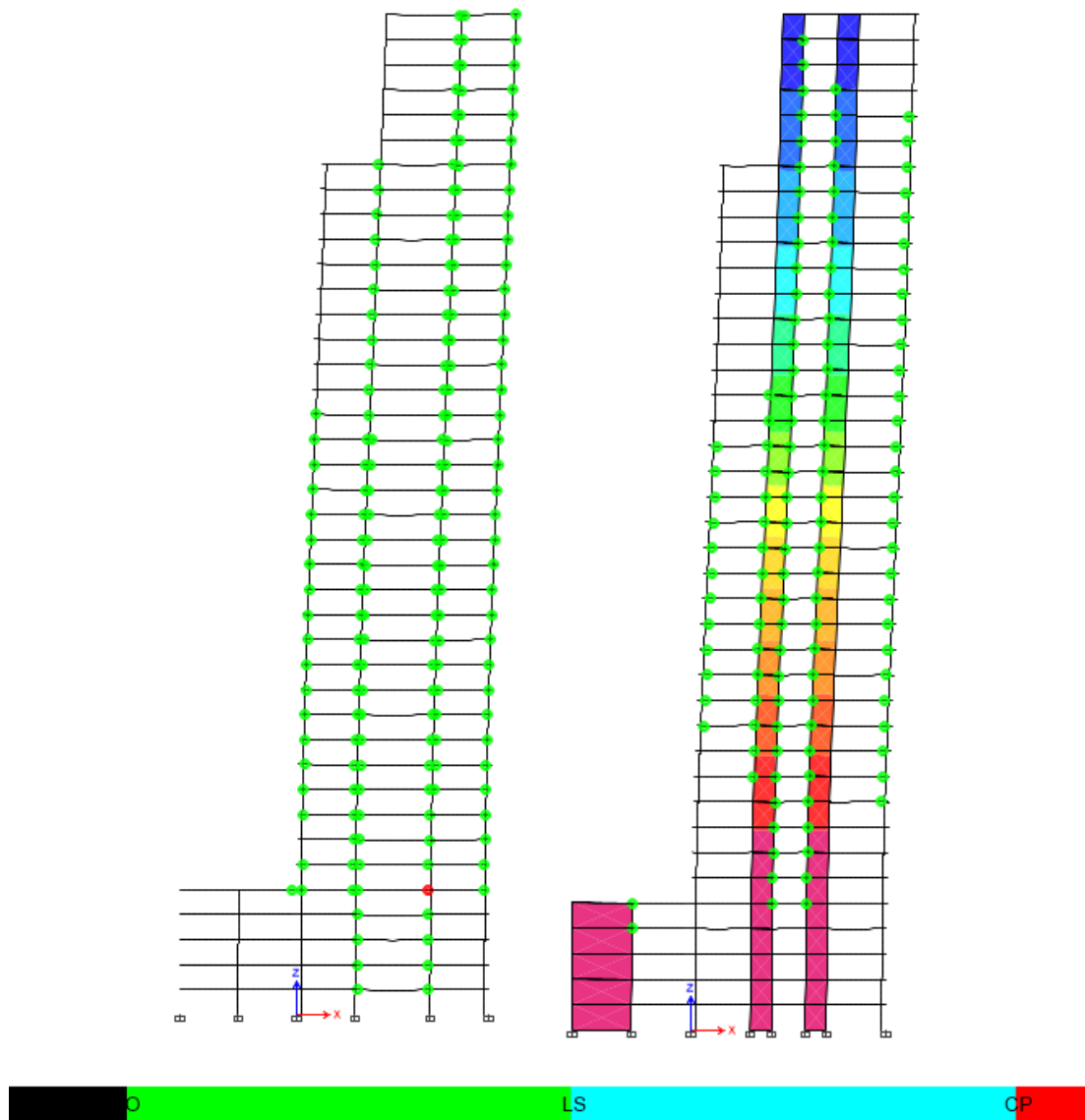


Figura 61. Rotulas presentes en el eje 2 y 3 de la estructura debido a las aceleraciones 3X-100% y 3Y-30%.

En la Figura 62 se muestra que ninguna de las rótulas presentes en los elementos estructurales sobrepasa el nivel de desempeño de seguridad de vida (LS). Por tanto, se cumplen los requisitos de desempeño establecidos por el FEMA 356 cuando la estructura se somete a las aceleraciones 3X-30% y 3Y-100%.

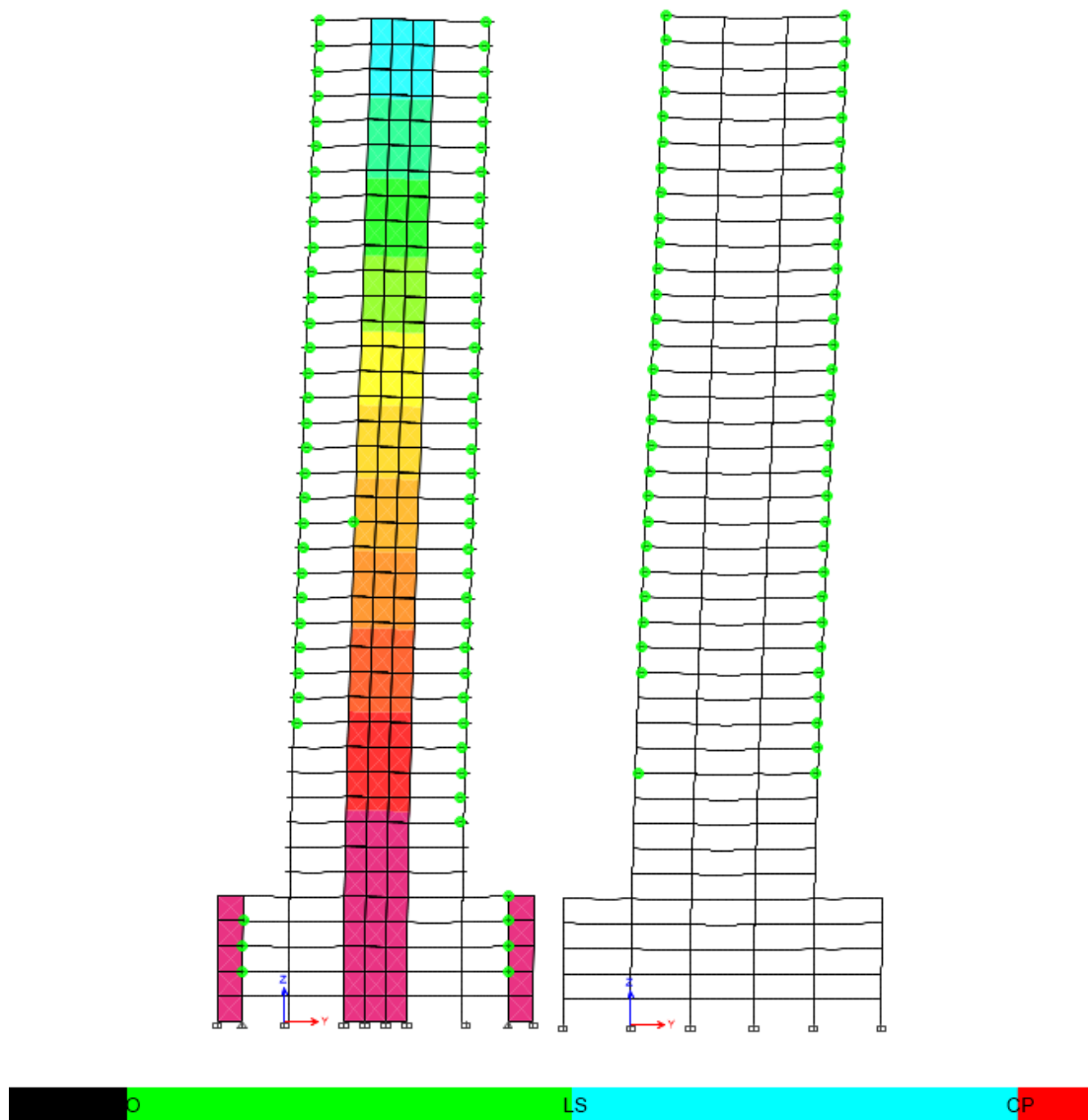


Figura 62. Rotulas presentes en el eje G y H de la estructura debido a las aceleraciones 3X-30% y 3Y-100%.

- *Resultados acelerograma 4*

En la Figura 63 se muestra que ninguna de las rótulas presentes en los elementos estructurales sobrepasa el nivel de desempeño de seguridad de vida (LS). Por tanto, se cumplen los requisitos de desempeño establecidos por el FEMA 356 cuando la estructura se somete a las aceleraciones 4X-100% y 4Y-30%.

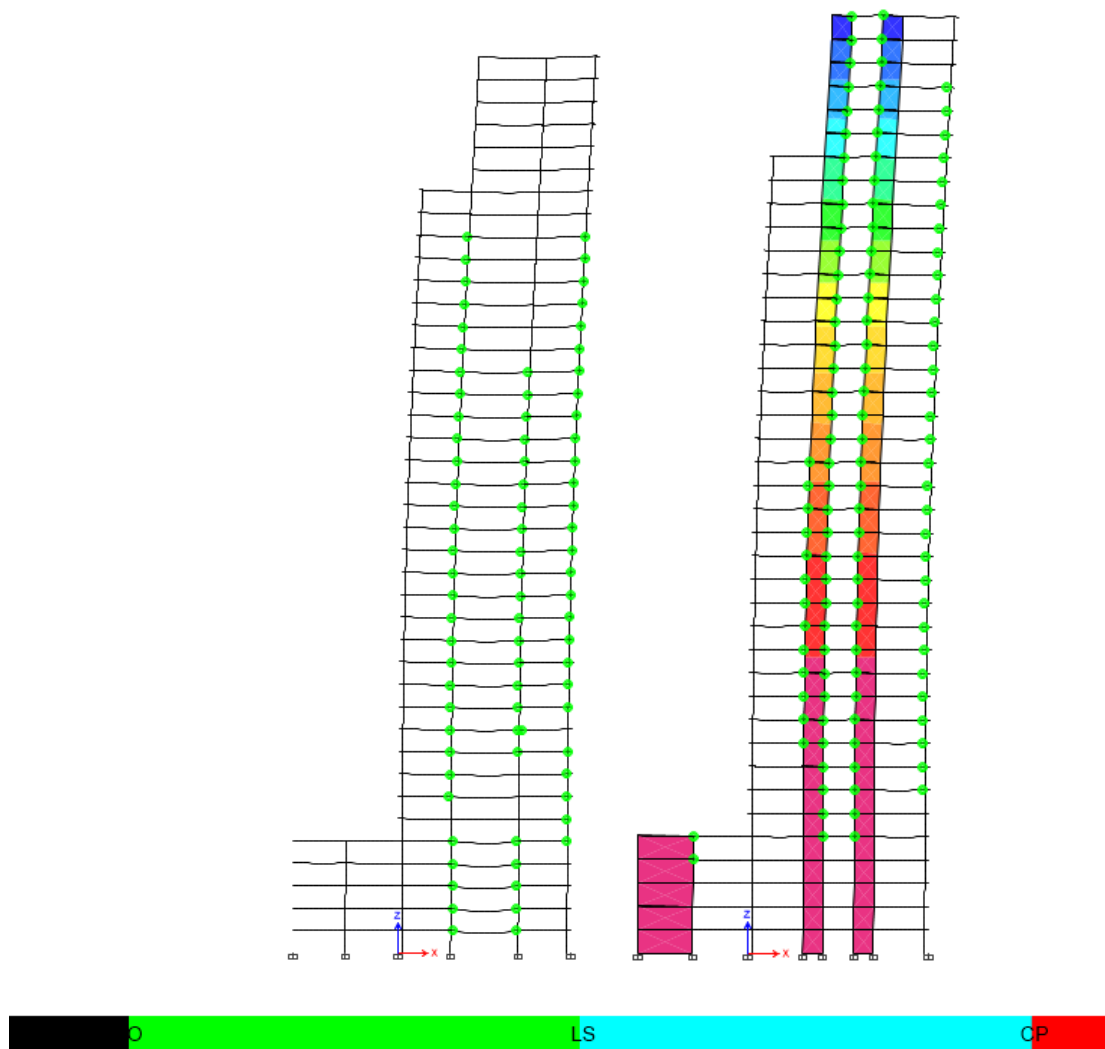


Figura 63. Rotulas presentes en el eje 2 y 3 de la estructura debido a las aceleraciones 4X-100% y 4Y-30%.

Igualmente, en la Figura 64 se muestra que ninguna de las rótulas presentes en los elementos estructurales sobrepasa el nivel de desempeño de seguridad de vida (LS) cuando la estructura se somete a las aceleraciones 4X-30% y 4Y-100%.

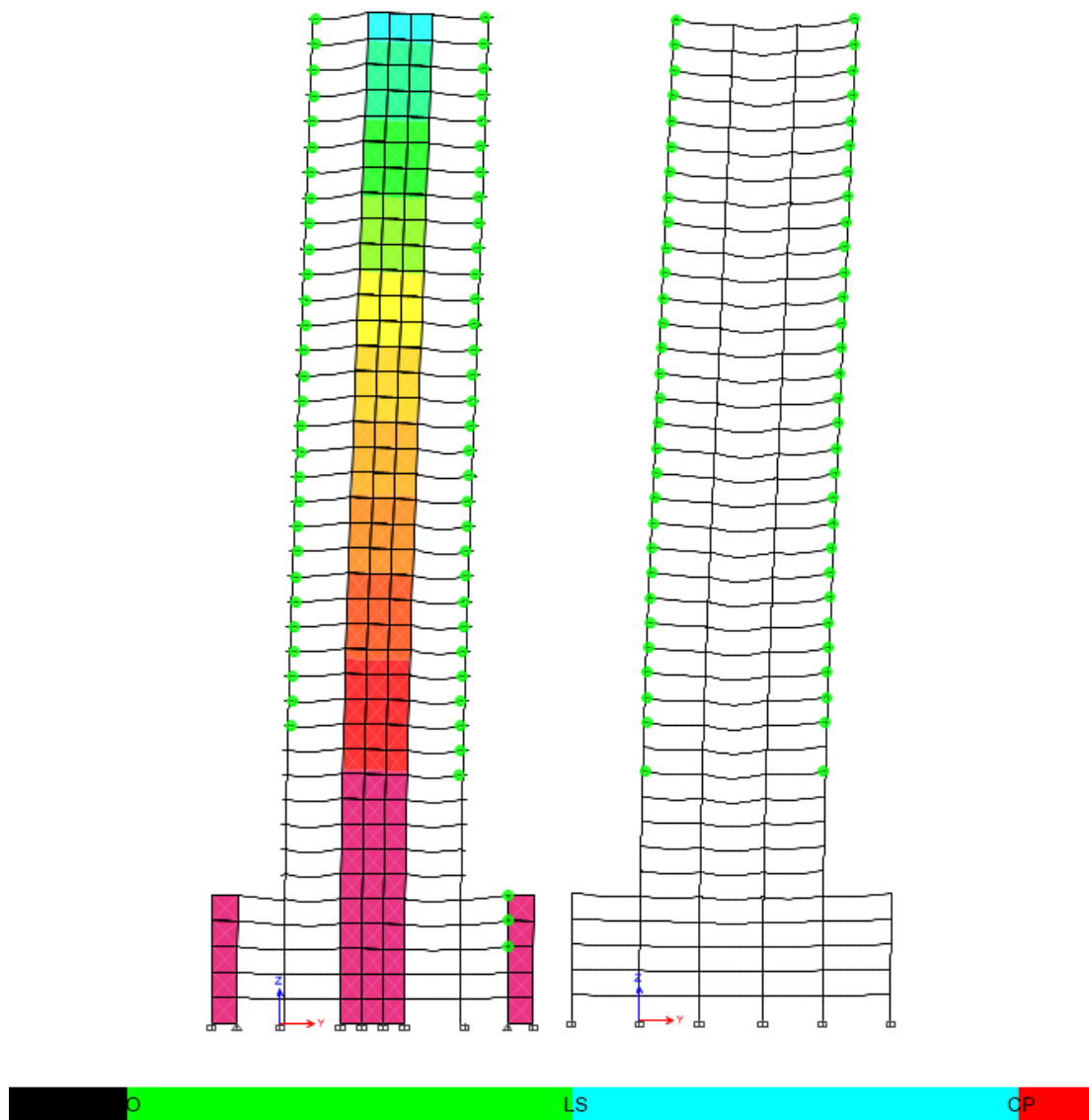


Figura 64. Rotulas presentes en el eje G y H de la estructura debido a las aceleraciones 4X-30% y 4Y-100%.

- *Resultados acelerograma 5*

En la Figura 65 se muestra que ninguna de las rótulas presentes en los elementos estructurales sobrepasa el nivel de desempeño de seguridad de vida (LS). Por tanto, se cumplen los requisitos de desempeño establecidos por el FEMA 356 cuando la estructura se somete a las aceleraciones 5X-100% y 5Y-30%.

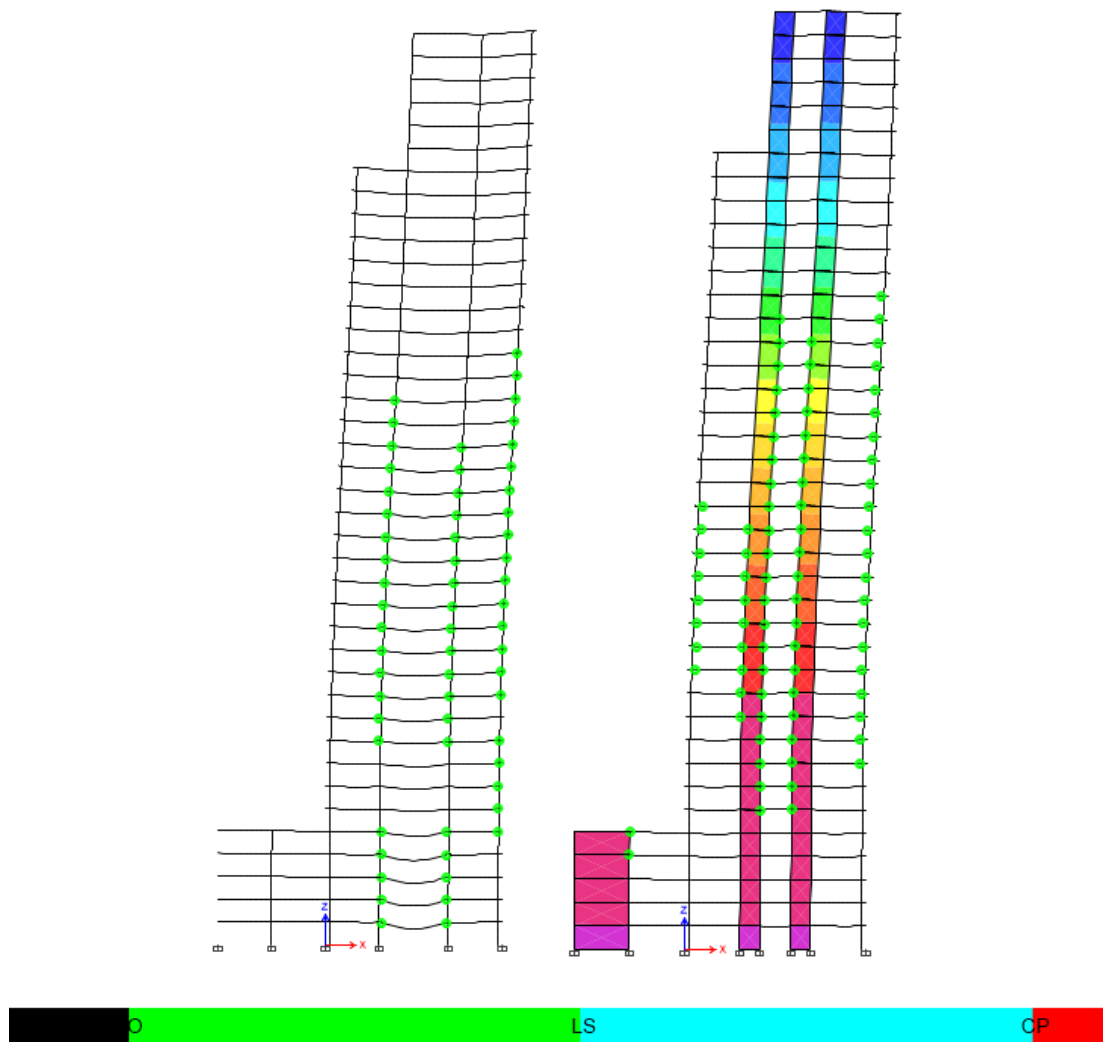


Figura 65. Rotulas presentes en el eje 2 y 3 de la estructura debido a las aceleraciones 5X-100% y 5Y-30%.

Al igual que en la dirección X, en la dirección Y, la estructura se comporta de forma adecuada ya que cumple con los requisitos mínimos de seguridad de vida (LS), cuando se somete a las aceleraciones 5X-30% y 5Y-100%. (Ver Figura 66).

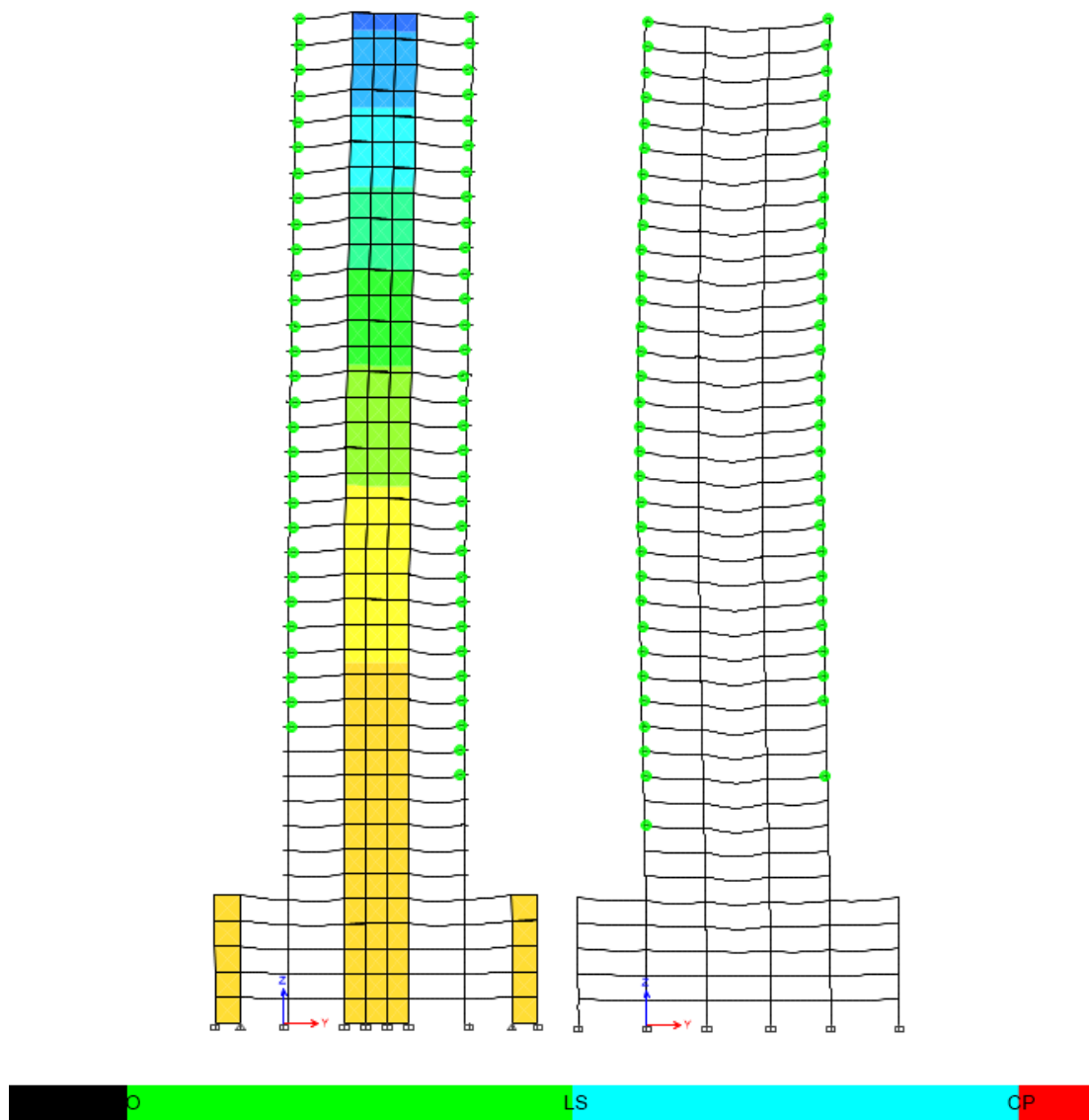


Figura 66. Rotulas presentes en el eje G y H de la estructura debido a las aceleraciones 5X-30% y 5Y-100%.

- *Resultados acelerograma 6*

En la Figura 67 se muestra que ninguna de las rótulas presentes en los elementos estructurales sobrepasa el nivel de desempeño de seguridad de vida (LS). Por tanto, se cumplen los requisitos de desempeño establecidos por el FEMA 356 cuando la estructura se somete a las aceleraciones 6X-100% y 6Y-30%.

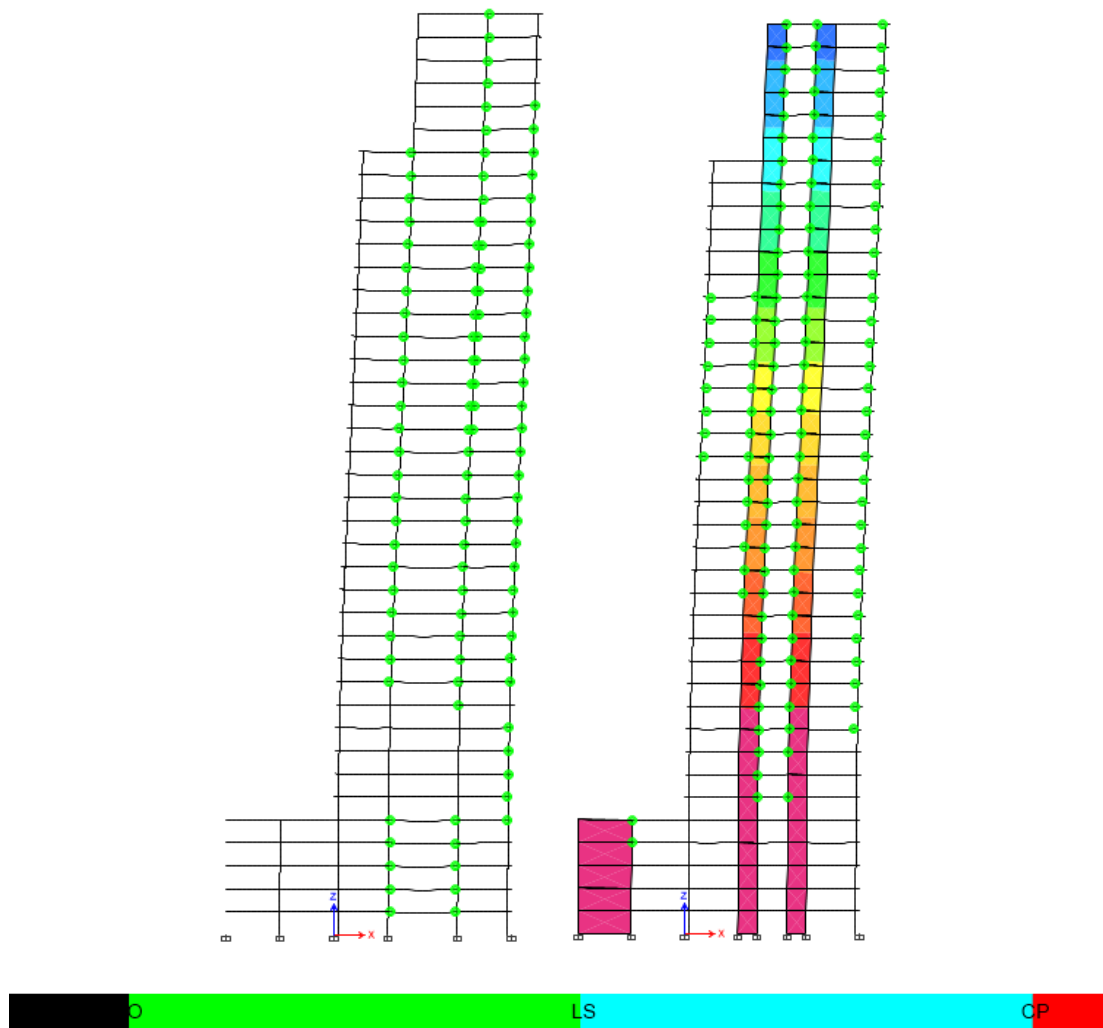


Figura 67. Rotulas presentes en el eje 2 y 3 de la estructura debido a las aceleraciones 6X-100% y 6Y-30%.

En la Figura 68 se muestra que ninguna de las rótulas presentes en los elementos estructurales sobrepasa el nivel de desempeño de seguridad de vida (LS). Por tanto, se cumplen los requisitos de desempeño establecidos por el FEMA 356 cuando la estructura se somete a las aceleraciones 6X-30% y 6Y-100%.

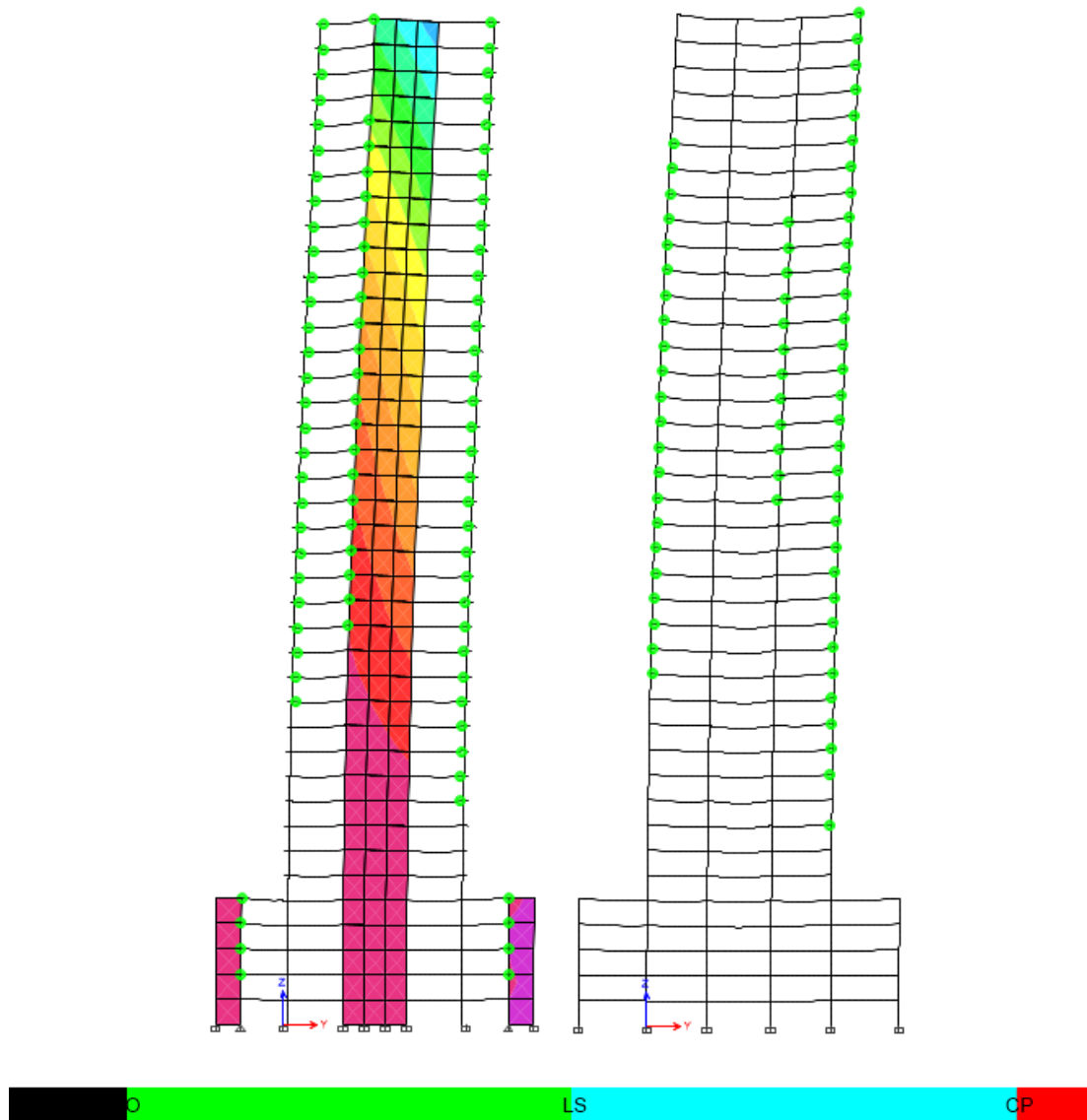


Figura 68. Rotulas presentes en el eje G y H de la estructura debido a las aceleraciones 6X-30% y 6Y-100%.

- *Resultados acelerograma 7*

Cuando la estructura se somete a la fuerza sísmica impuesta a través de las aceleraciones 7X-100% y 7Y-30%, uno de los elementos del nivel N+15.00 del eje 2, sobrepasa el rango de seguridad de vida (LS), tal como se observa en la Figura 69. Por tanto debe realizarse una intervención al diseño original de este elemento con el fin de cumplir con el requisito de desempeño de seguridad de vida (LS).

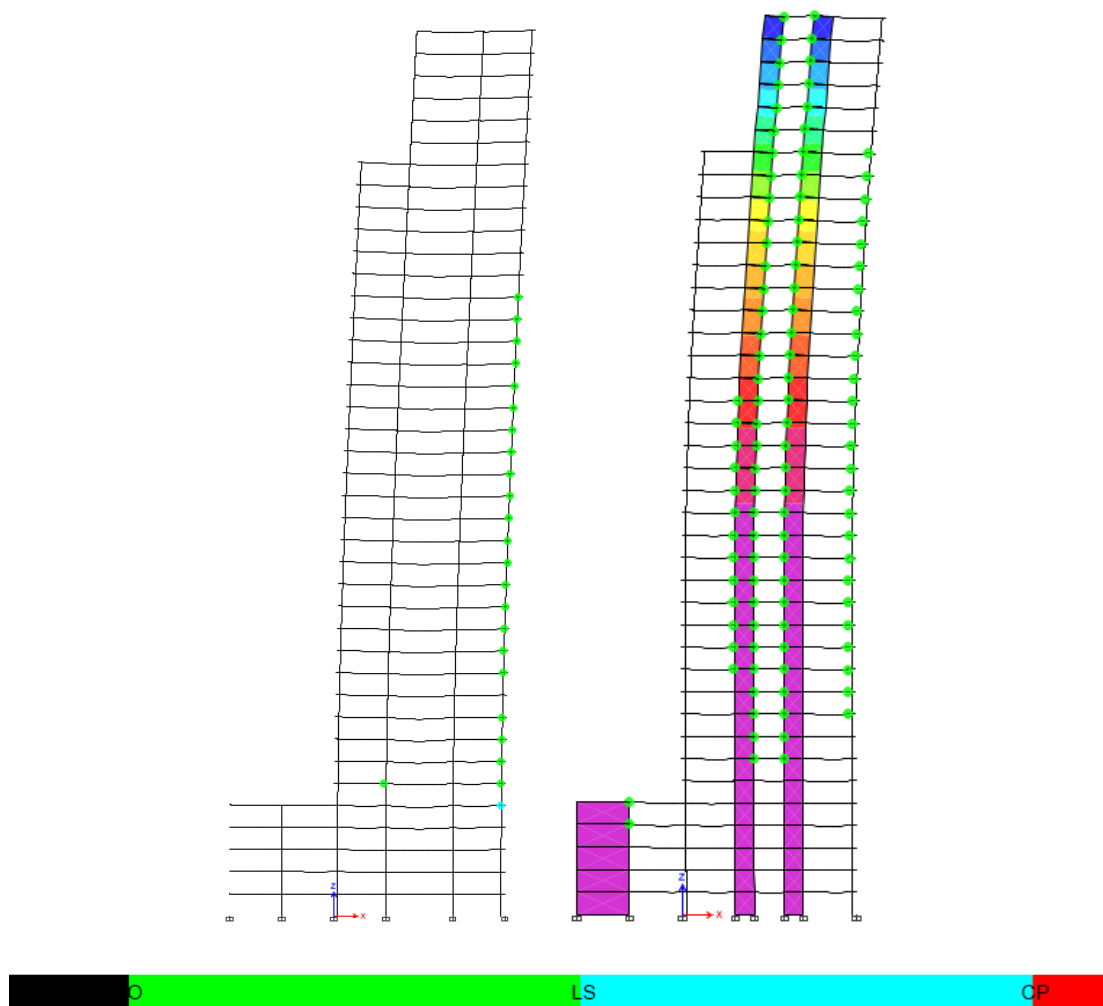


Figura 69. Rotulas presentes en el eje 2 y 3 de la estructura debido a las aceleraciones 7X-100% y 7Y-30%.

Es importante mencionar que hasta el momento la estructura en la dirección Y no ha presentado rotulas que presenten un nivel de desempeño mayor a seguridad de vida (LS). En la Figura 70 se muestra que ninguna de las rótulas presentes en los elementos estructurales sobrepasa el nivel de desempeño de seguridad de vida (LS). Por tanto, se cumplen los requisitos de desempeño establecidos por el FEMA 356 cuando la estructura se somete a las aceleraciones 7X-30% y 7Y-100%.

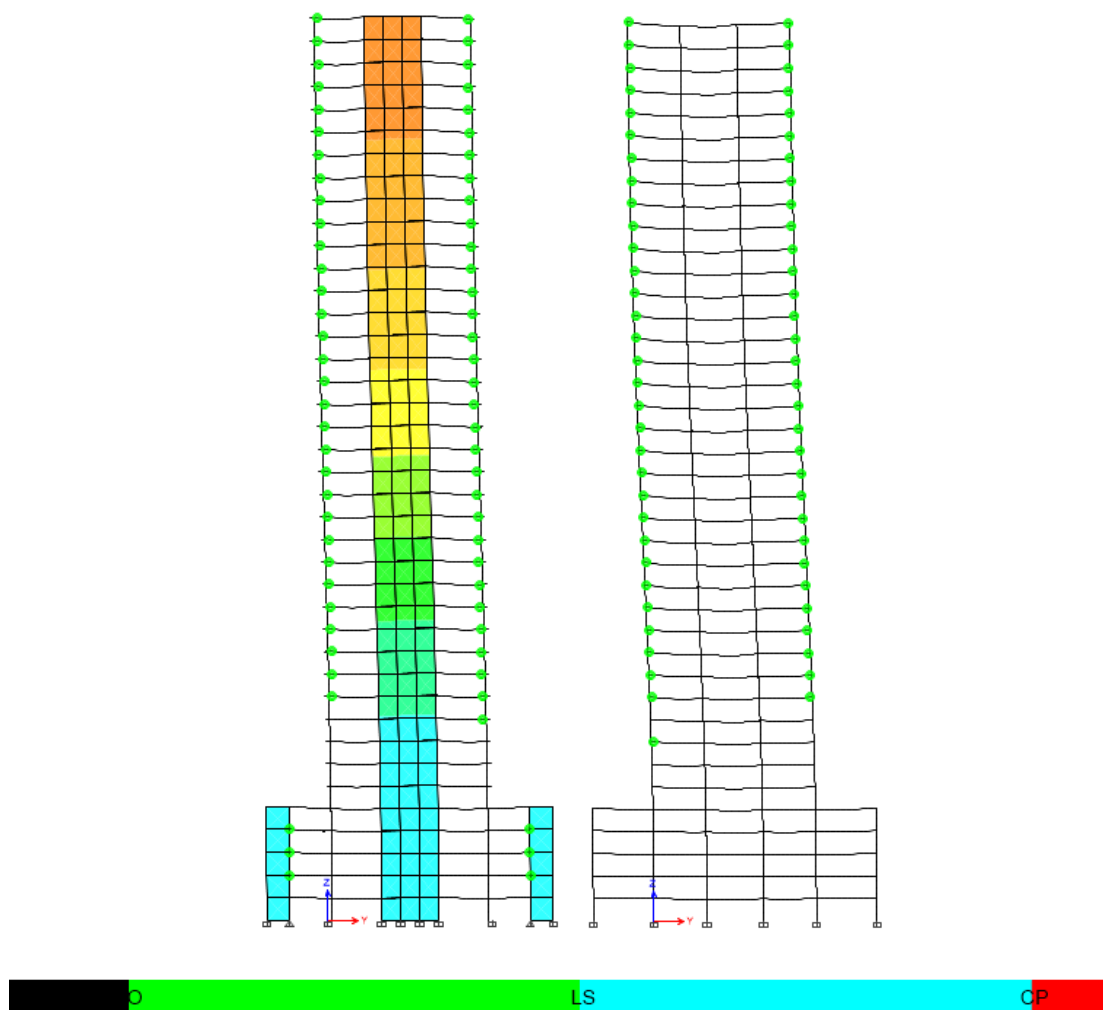


Figura 70. Rotulas presentes en el eje G y H de la estructura debido a las aceleraciones 7X-30% y 7Y-100%.

- *Resultados acelerograma 8*

En la Figura 71 se muestra que ninguna de las rótulas presentes en los elementos estructurales sobrepasa el nivel de desempeño de seguridad de vida (LS). Por tanto, se cumplen los requisitos de desempeño establecidos por el FEMA 356 cuando la estructura se somete a las aceleraciones 8X-100% y 8Y-30%.

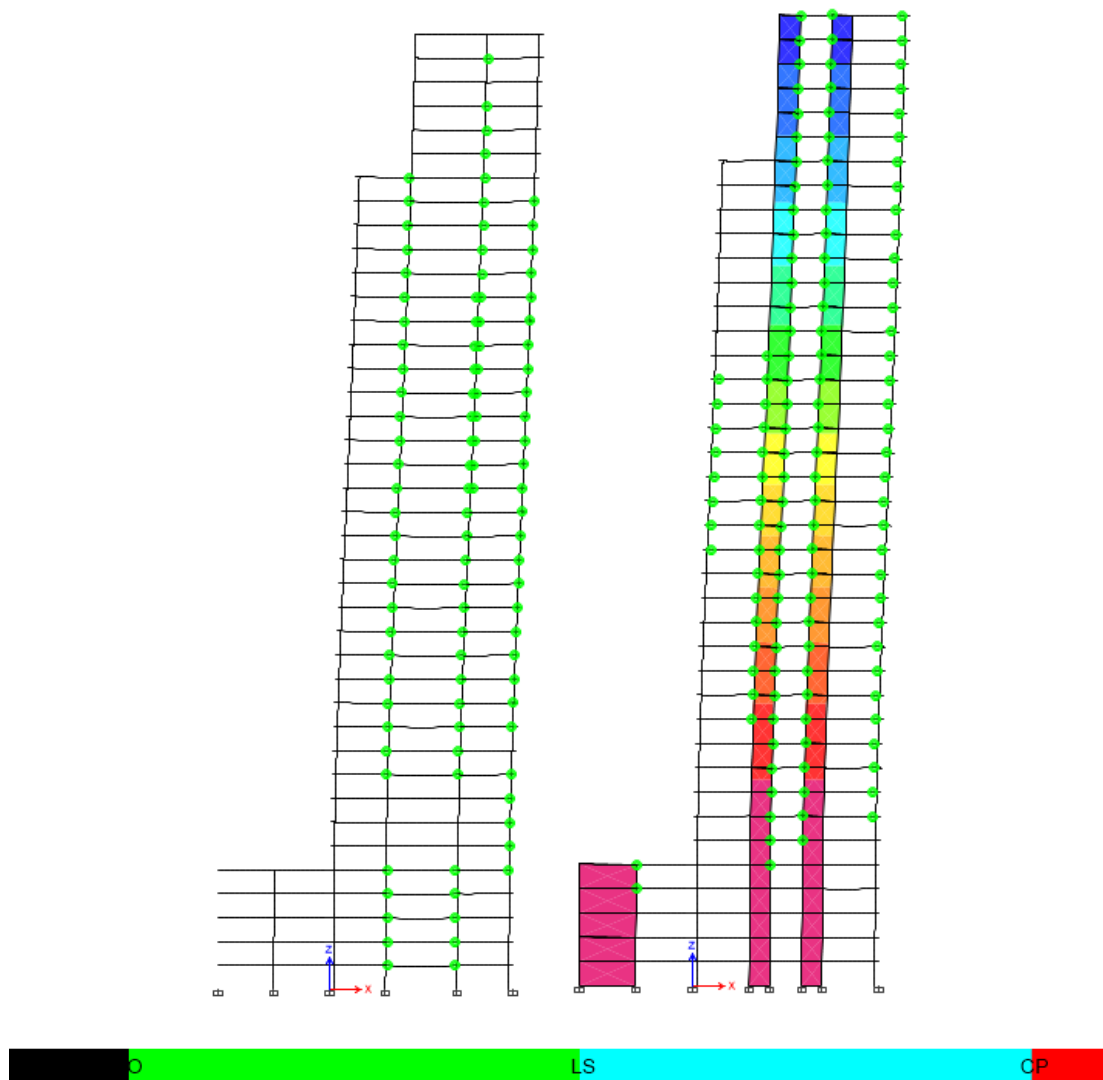


Figura 71. Rotulas presentes en el eje 2 y 3 de la estructura debido a las aceleraciones 8X-100% y 8Y-30%.

En la Figura 72 se muestran las rotulas que se producen cuando la estructura es sometida a las aceleraciones 8X-30% y 8Y-100%. Se observa que la estructura presenta un nivel de desempeño dentro de los rangos establecidos para la seguridad de vida.

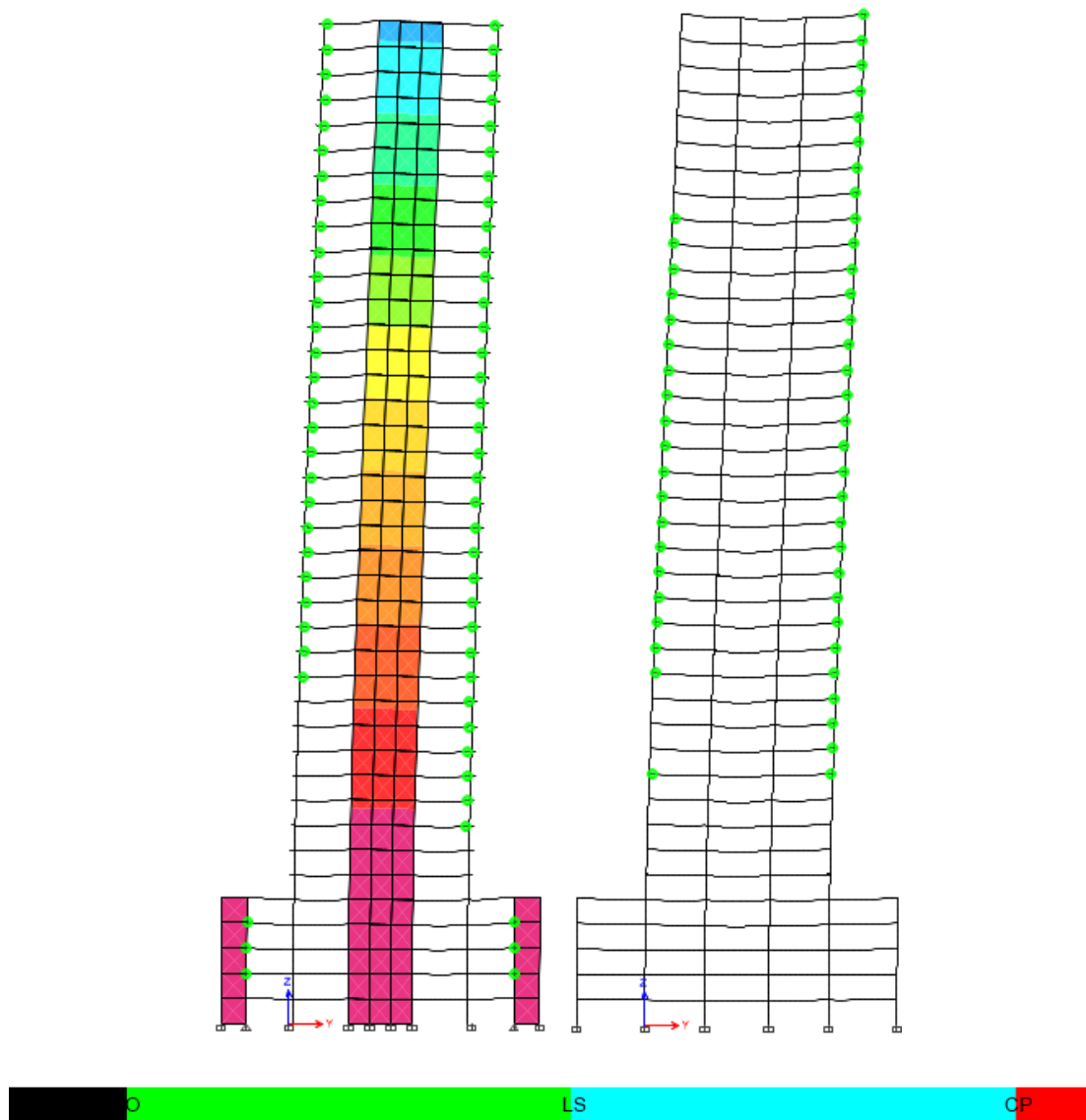


Figura 72. Rotulas presentes en el eje G y H de la estructura debido a las aceleraciones 8X-30% y 8Y-100%.

8.7.4 Nivel de desempeño. El nivel de desempeño describe un estado límite de daño. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de la seguridad de los ocupantes y de los daños físicos que puede llegar a sufrir la edificación durante un evento sísmico. En otras palabras el diseño por desempeño tiene como finalidad única determinar cómo se comporta una estructura ante cualquier tipo de solicitud.

Quizá uno de los aspectos más importantes del concepto de desempeño radica en la posibilidad de establecer una relación directa entre el costo total de una estructura y el daño que pueda sufrir durante las excitaciones sísmicas a las que se vea sujeta durante su vida útil. Así como la posibilidad de explicar las ventajas tanto económicas como de seguridad que trae consigo realizar un diseño por medio de la filosofía del desempeño.

A continuación se muestran los niveles de desempeño que presentan los diferentes elementos de la estructura sometidos a los movimientos sísmicos caracterizados por medio de los acelerogramas seleccionados previamente.

El nivel de desempeño será expresado en términos de ratios de demanda sobre capacidad (D/C) con respecto al nivel de desempeño de seguridad de vida, tal como se dispone en las provisiones del FEMA 356 así como en ASCE 41. Es importante destacar que el nivel de desempeño representa el nivel de daño esperado en un elemento estructural.

- *Resultados acelerograma 1*

En la Figura 73 se muestra el nivel de desempeño de los elementos estructurales del edificio cuando se somete a la acción sísmica 1X-100% y 1Y-30%. Se observa que los elementos vigas, columnas y muros tienen un nivel de desempeño adecuado, presentando daño en la estructura, pero que cumple con el criterio de seguridad de vida establecido en el FEMA 356.

Igualmente en las Figura 74 se muestra que los niveles de desempeño en la dirección Y cumplen satisfactoriamente los requisitos de seguridad de vida dispuestos en el FEMA 356 cuando el edificio se somete a la acción sísmica 1X-30% y 1Y-100%.

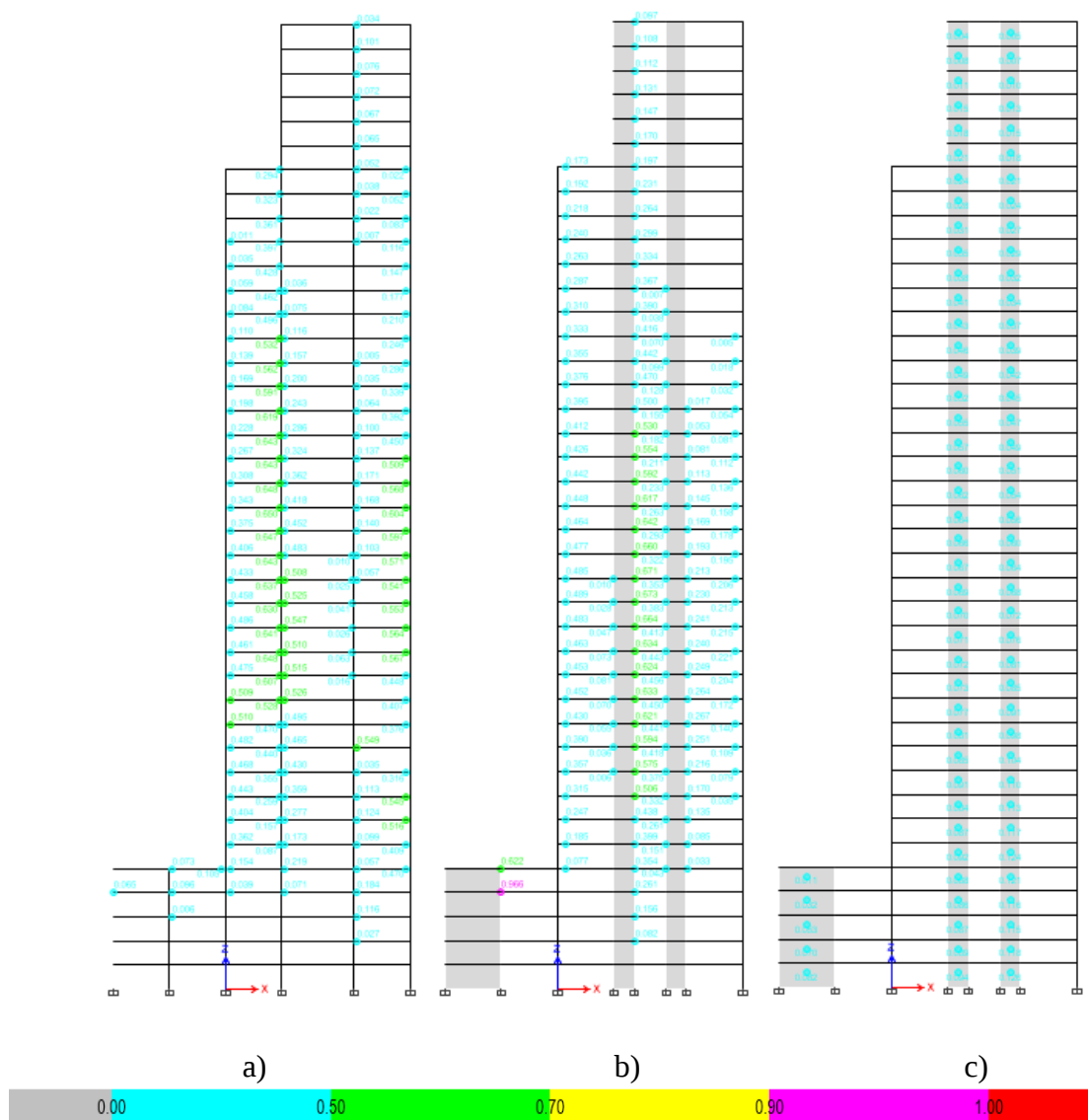


Figura 73. Nivel de desempeño de cada uno de los elementos de la estructura en la dirección X, debido al sismo 1X-100% y 1Y-30%.

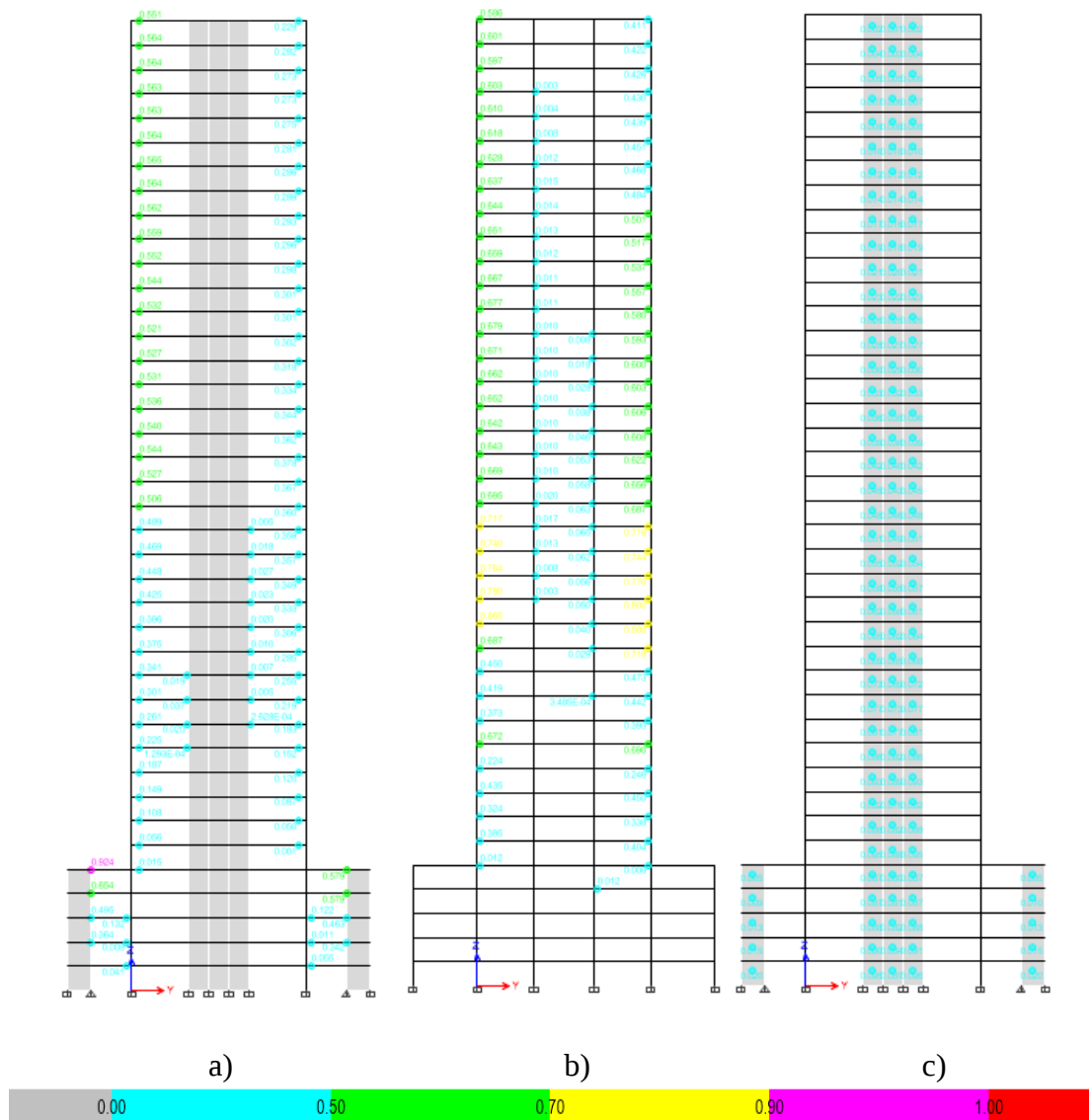


Figura 74. Nivel de desempeño de cada uno de los elementos de la estructura en la dirección Y, debido al sismo 1X-30% y 1Y-100%.

• Resultados acelerograma 2

En la Figura 75a se observa que los elementos de la estructura en el eje 2-X cumplen los requisitos de seguridad de vida. Asimismo, la Figura 75b y Figura 75c muestra que los elementos vigas, columnas y muros del eje principal 3-X presentan niveles de desempeño que cumplen con

el requisito de seguridad de la vida, cuando el edificio es sometido a la acción sísmica 2X-100% y 2Y-30%.

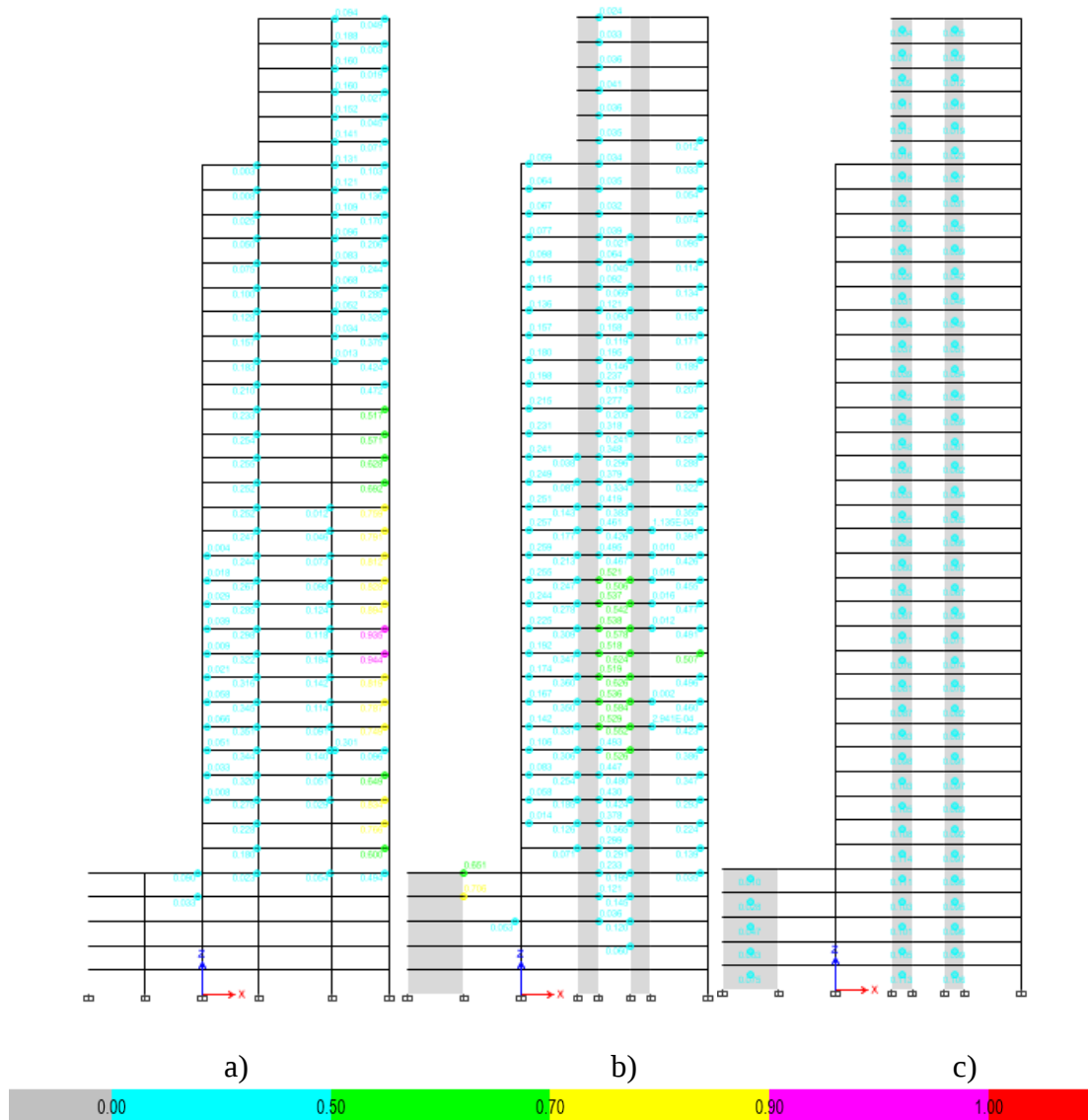


Figura 75. Nivel de desempeño de cada uno de los elementos de la estructura en la dirección X, debido al sismo 2X-100% y 2Y-30%.

En la Figura 76 se muestra el nivel de desempeño de los elementos estructurales del edificio cuando se somete a la acción sísmica 2X-30% y 2Y-100%. Se observa que los elementos vigas, columnas y muros tienen un nivel de desempeño adecuado, presentando daño en la estructura, pero que cumple con el criterio de seguridad de vida establecido en el FEMA 356.

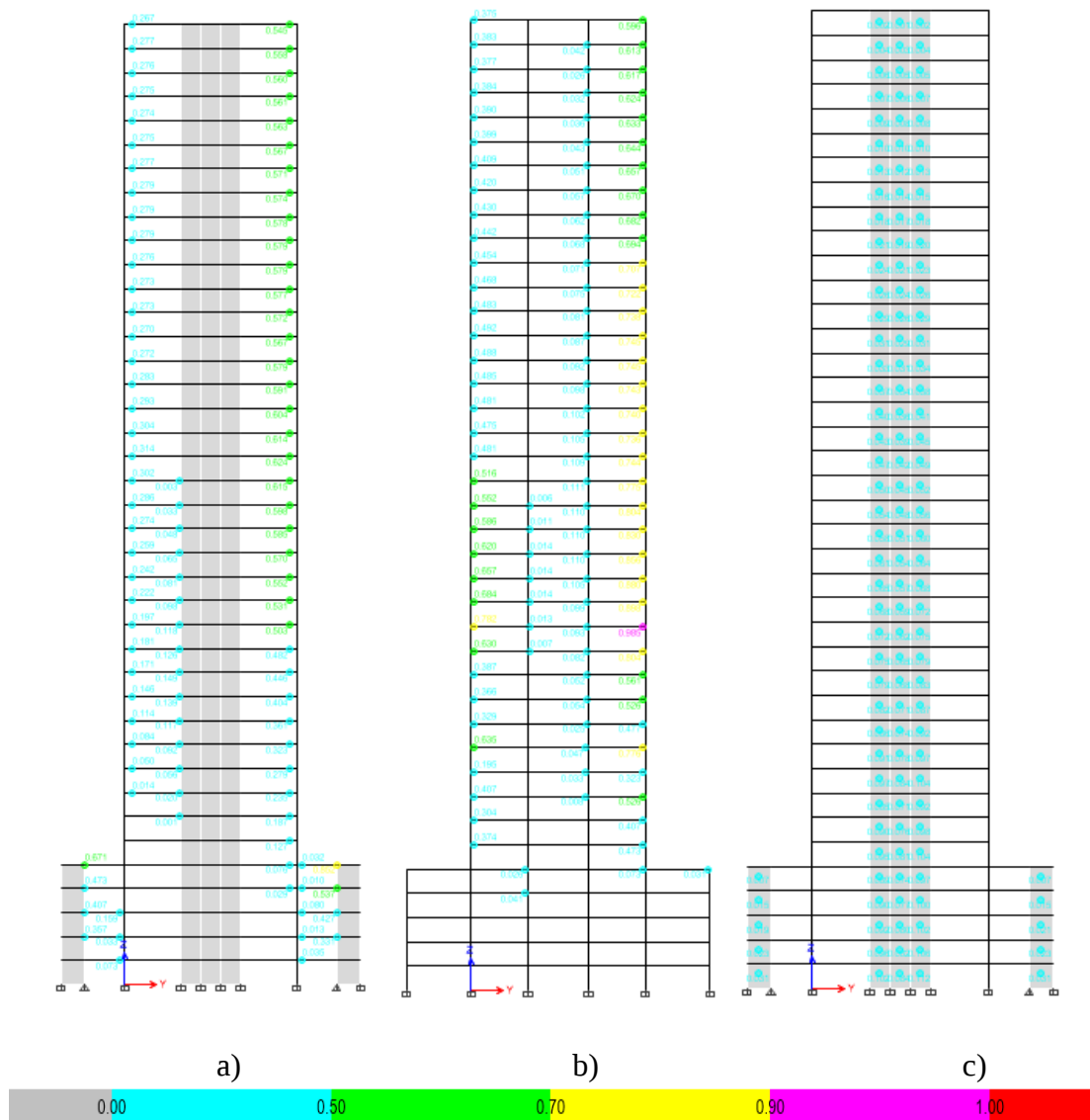


Figura 76. Nivel de desempeño de cada uno de los elementos de la estructura en la dirección Y, debido al sismo 2X-30% y 2Y-100%.

- *Resultados acelerograma 3*

El acelerograma 3X-100% y 3Y-30% es la acción sísmica que más daño le causa a la estructura entre los ocho registros escogidos, tal como se puede observar en los ratios de D/C con referencia al nivel de desempeño de seguridad de vida. Incluso uno de los elementos sobrepasa el umbral de daño descrito por el nivel de desempeño de la prevención al colapso, (ver Figura 77a).

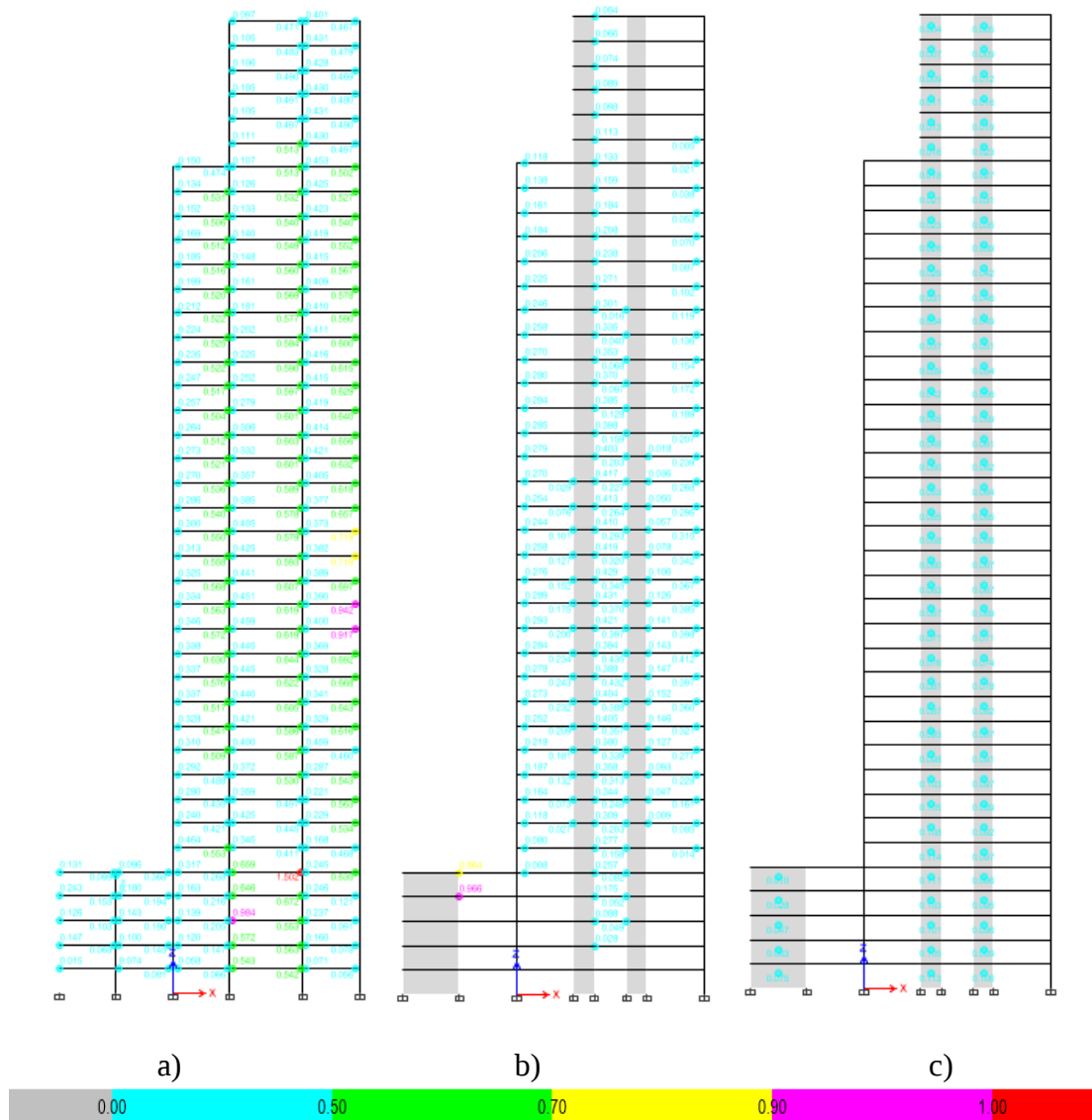


Figura 77. Nivel de desempeño de cada uno de los elementos de la estructura en la dirección X, debido al sismo 3X-100% y 3Y-30%.

En las Figura 78a, Figura 78b y Figura 78c se observa que todos los elementos que componen la estructura presentan un nivel de desempeño adecuado cuando el edificio se somete al sismo 3X-30% y 3Y-100%.

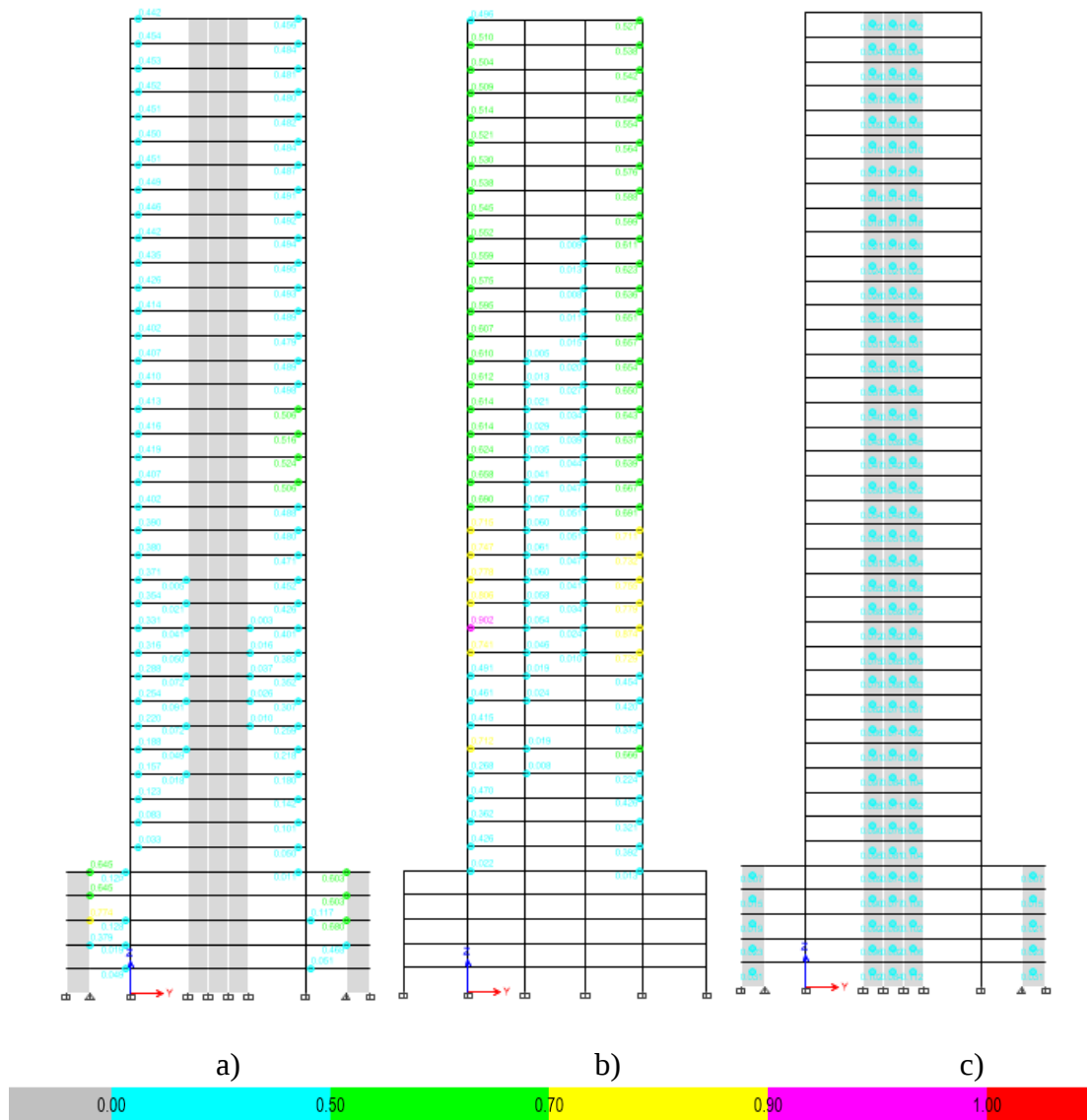


Figura 78. Nivel de desempeño de cada uno de los elementos de la estructura en la dirección Y, debido al sismo 3X-30% y 3Y-100%.

- Resultados acelerograma 4

En la Figura 79 se muestra el nivel de desempeño de los elementos estructurales del edificio cuando se somete a la acción sísmica 4X-100% y 4Y-30%. Se observa que los elementos vigas, columnas y muros tienen un nivel de desempeño adecuado, presentando daño en la estructura, pero que cumple con el criterio de seguridad de vida establecido en el FEMA 356.

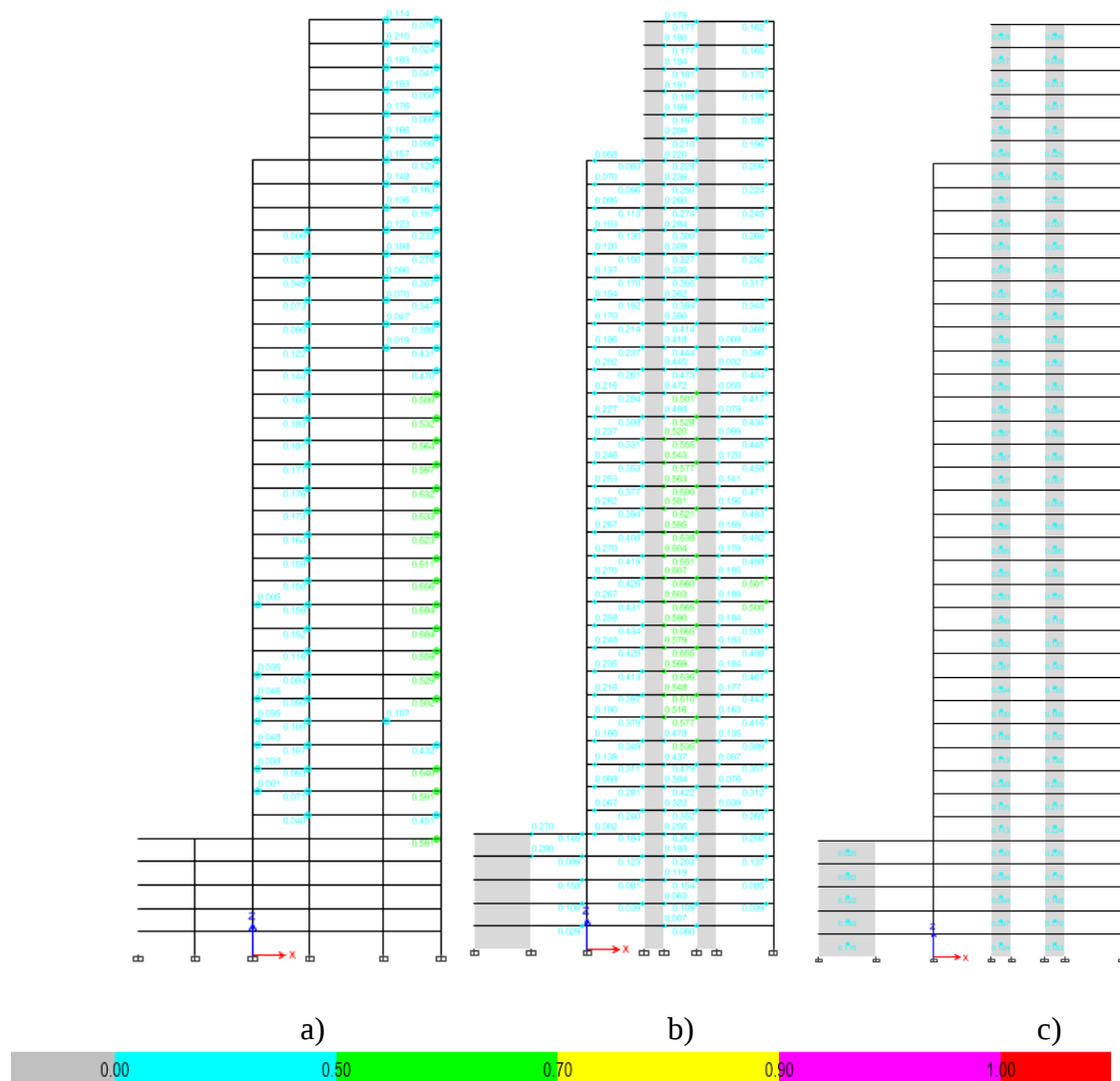


Figura 79. Nivel de desempeño de cada uno de los elementos de la estructura en la dirección X, debido al sismo 4X-100% y 4Y-30%.

En la Figura 80 se muestra el nivel de desempeño de los elementos estructurales del edificio cuando se somete a la acción sísmica 4X-30% y 1Y-100%. Se observa que los elementos vigas, columnas y muros tienen un nivel de desempeño adecuado, presentando daño en la estructura, pero que cumple con el criterio de seguridad de vida establecido en el FEMA 356.

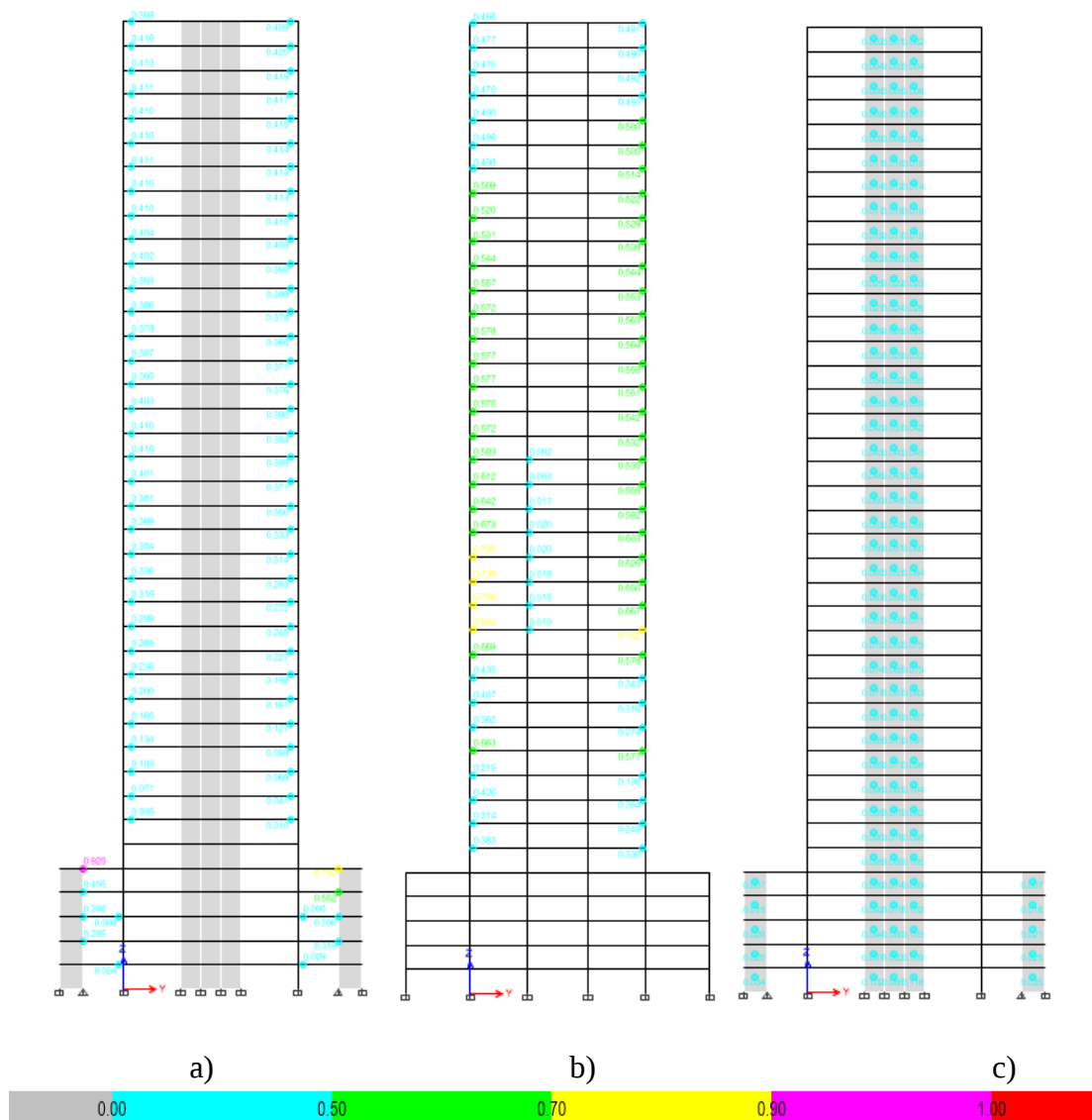


Figura 80. Nivel de desempeño de cada uno de los elementos de la estructura en la dirección Y, debido al sismo 4X-30% y 4Y-100%.

- Resultados acelerograma 5

En la Figura 81 se observa que los niveles de desempeño de los elementos estructurales del edificio, cuando se somete a la acción sísmica 5X-100% y 5Y-30%, cumplen con el requisito de seguridad de vida. Se observa que los elementos vigas, columnas y muros, presentan un nivel de desempeño adecuado.

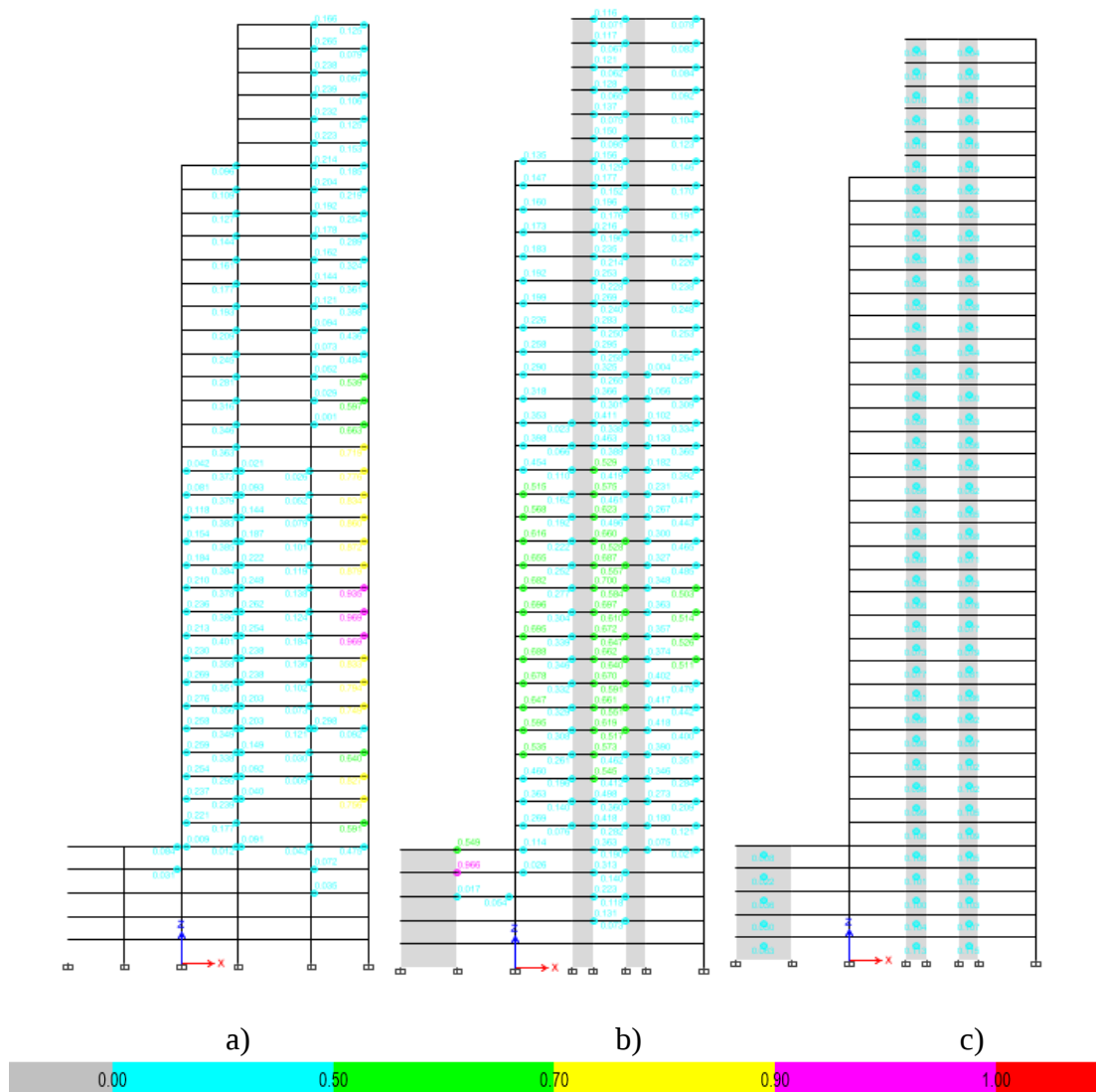


Figura 81. Nivel de desempeño de cada uno de los elementos de la estructura en la dirección X, debido al sismo 5X-100% y 5Y-30%.

A continuación, en la Figura 82, se muestran los niveles de desempeño que presentan los elementos vigas, columnas y muros en la dirección Y, cuando la estructura se somete a las aceleraciones 5X-30% y 5Y-100%. Se observa que los elementos se encuentran por debajo del nivel de seguridad de vida.

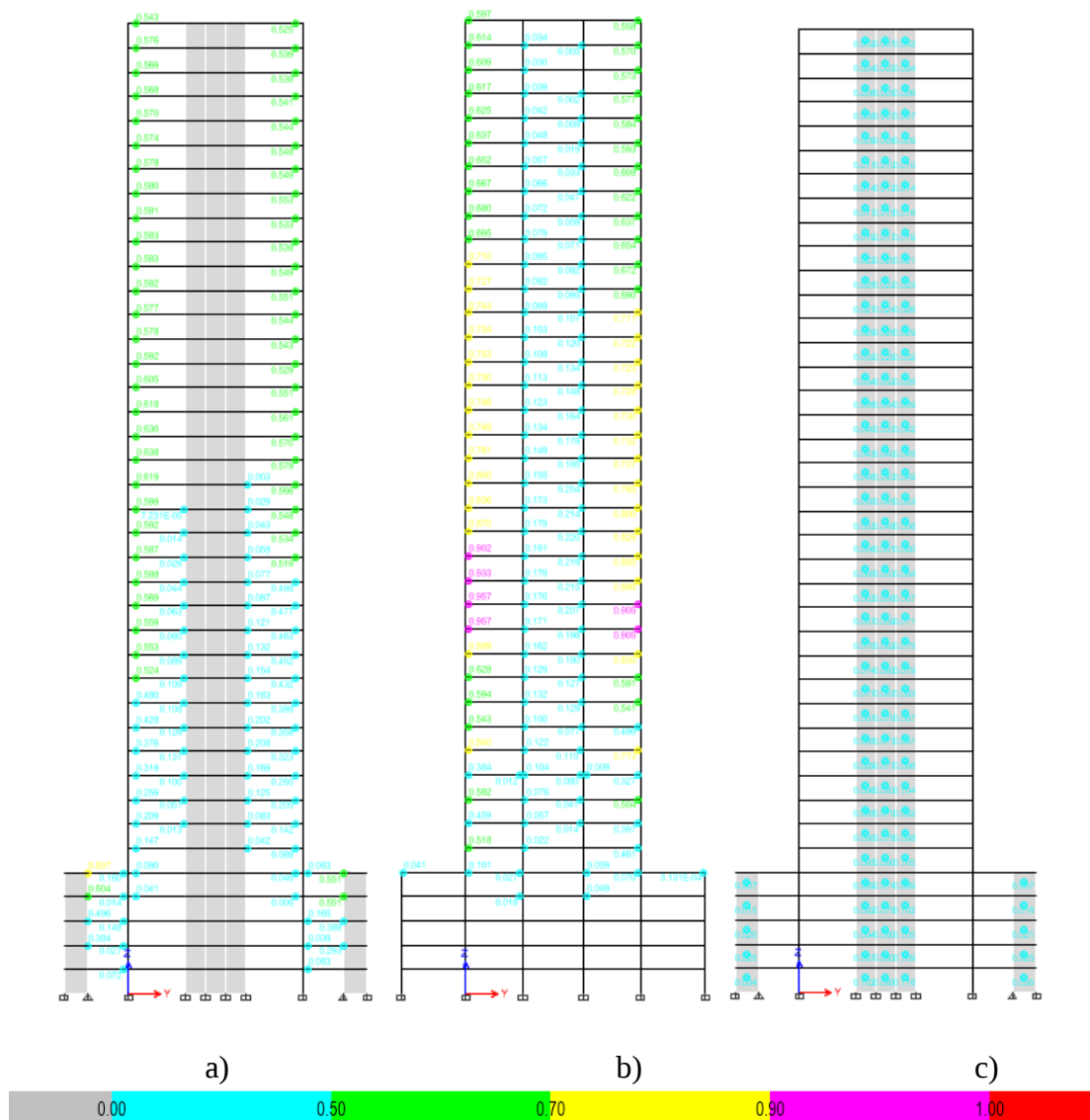


Figura 82. Nivel de desempeño de cada uno de los elementos de la estructura en la dirección Y, debido al sismo 5X-30% y 5Y-100%.

- Resultados acelerograma 6

En las Figura 83 se observa que ninguno de los elementos en la dirección X excede los ratios (D/C), con respecto al nivel de seguridad de vida descritos en el FEMA 356, cuando la estructura se somete a las aceleraciones 6X-100% y 6Y-30%.

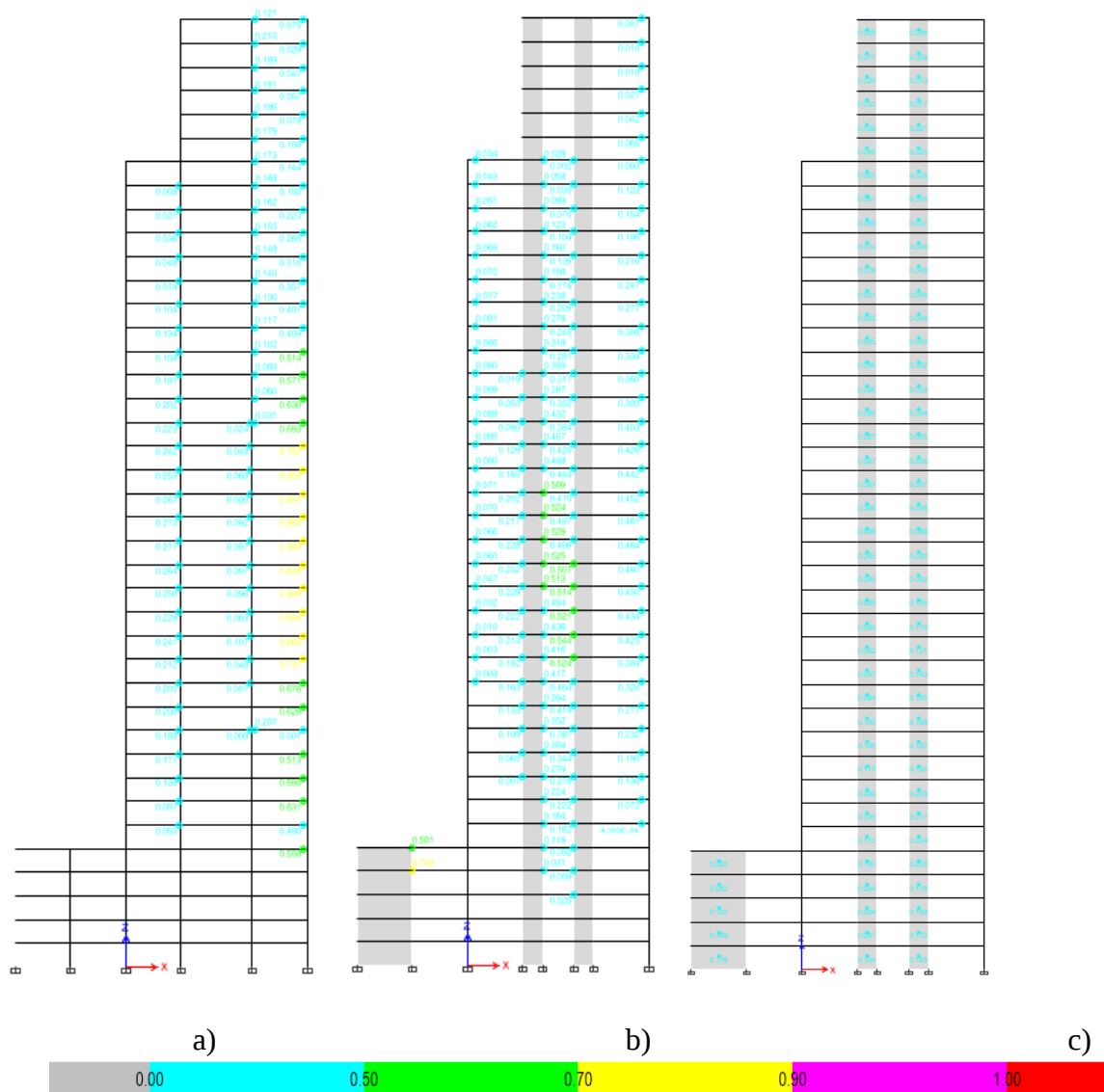


Figura 83. Nivel de desempeño de cada uno de los elementos de la estructura en la dirección X, debido al sismo 6X-100% y 6Y-30%.

A continuación, en la Figura 84, se muestran los niveles de desempeño que presentan los elementos vigas, columnas y muros en la dirección Y cuando la estructura es solicitada por las aceleraciones 6X-30% y 6Y-100%. Se observa que los elementos estructurales presentan un nivel de funcionamiento adecuado ya que se encuentran por debajo del nivel de desempeño de seguridad de vida.

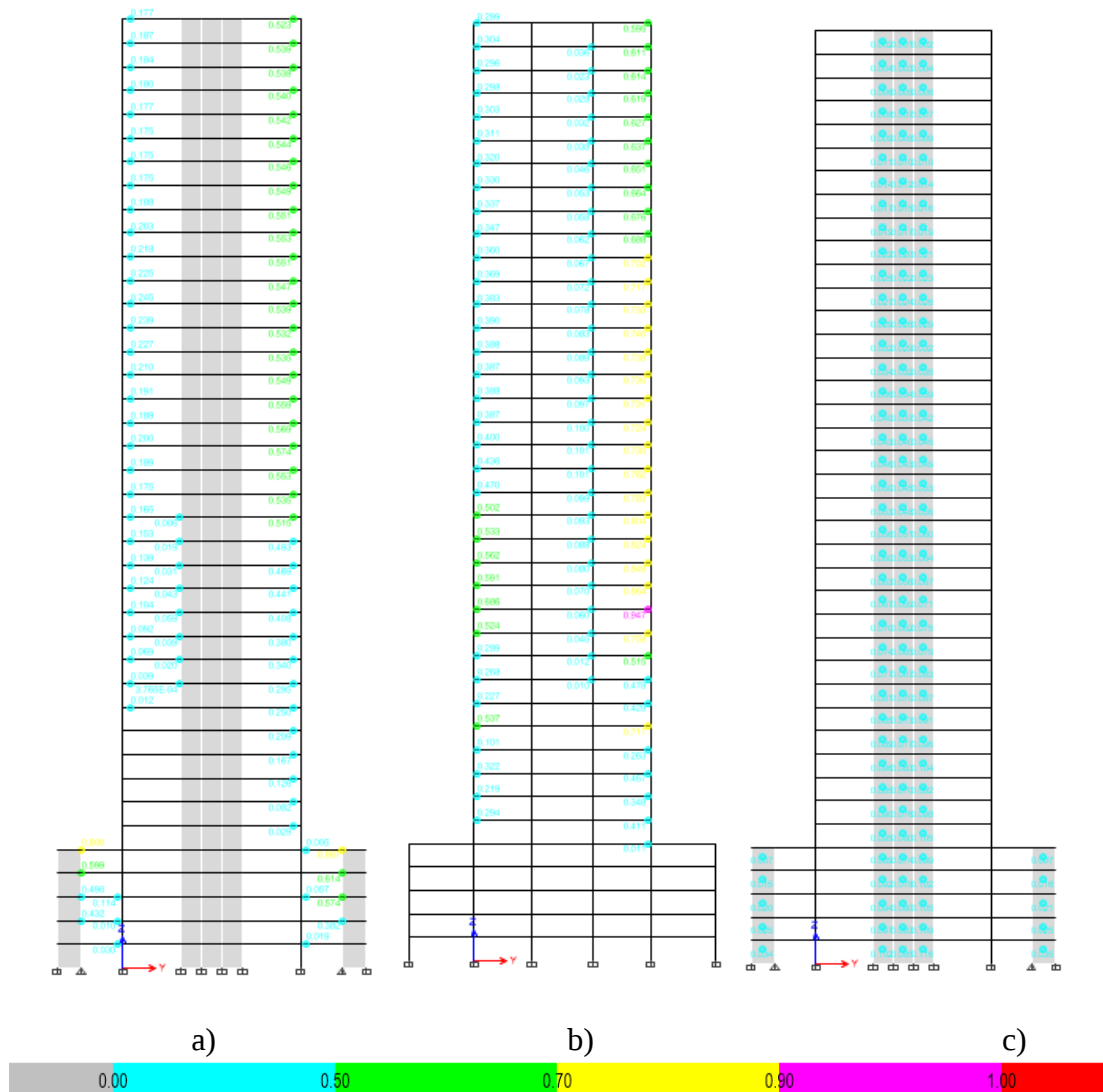


Figura 84. Nivel de desempeño de cada uno de los elementos de la estructura en la dirección Y, debido al sismo 6X-30% y 6Y-100%.

- *Resultados acelerograma 7*

En la Figura 85a se observa que uno de los elementos de la estructura no cumple con los requisitos de seguridad de vida debido a que el ratio (D/C) sobrepasa el límite de 1.00 cuando la estructura es solicitada por las aceleraciones 7X-100% y 7Y-30%. Por tal razón, este elemento debe ser rediseñado con el fin de cumplir lo exigido por el FEMA 356. En las Figura 85b y Figura 85c puede verse que el resto de los elementos estructurales presentan un nivel de desempeño adecuado.

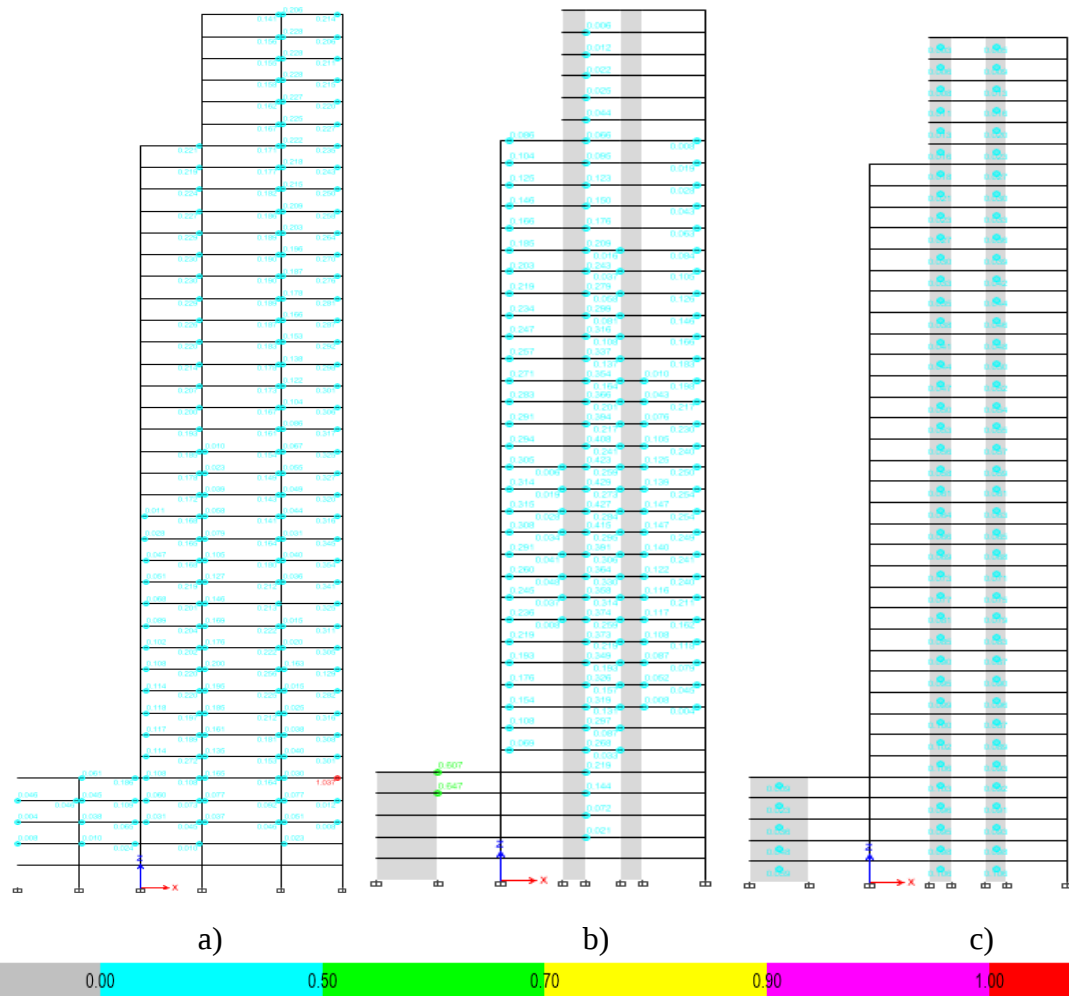


Figura 85. Nivel de desempeño de cada uno de los elementos de la estructura en la dirección X, debido al sismo 7X-100% y 7Y-30%.

A continuación, en la Figura 86, se muestra el desempeño de los elementos luego de que la estructura es sometida a las aceleraciones 7X-30% y 7Y-100%. En esta figura se muestra que todos los elementos que componen la estructura presentan un nivel de desempeño adecuado.

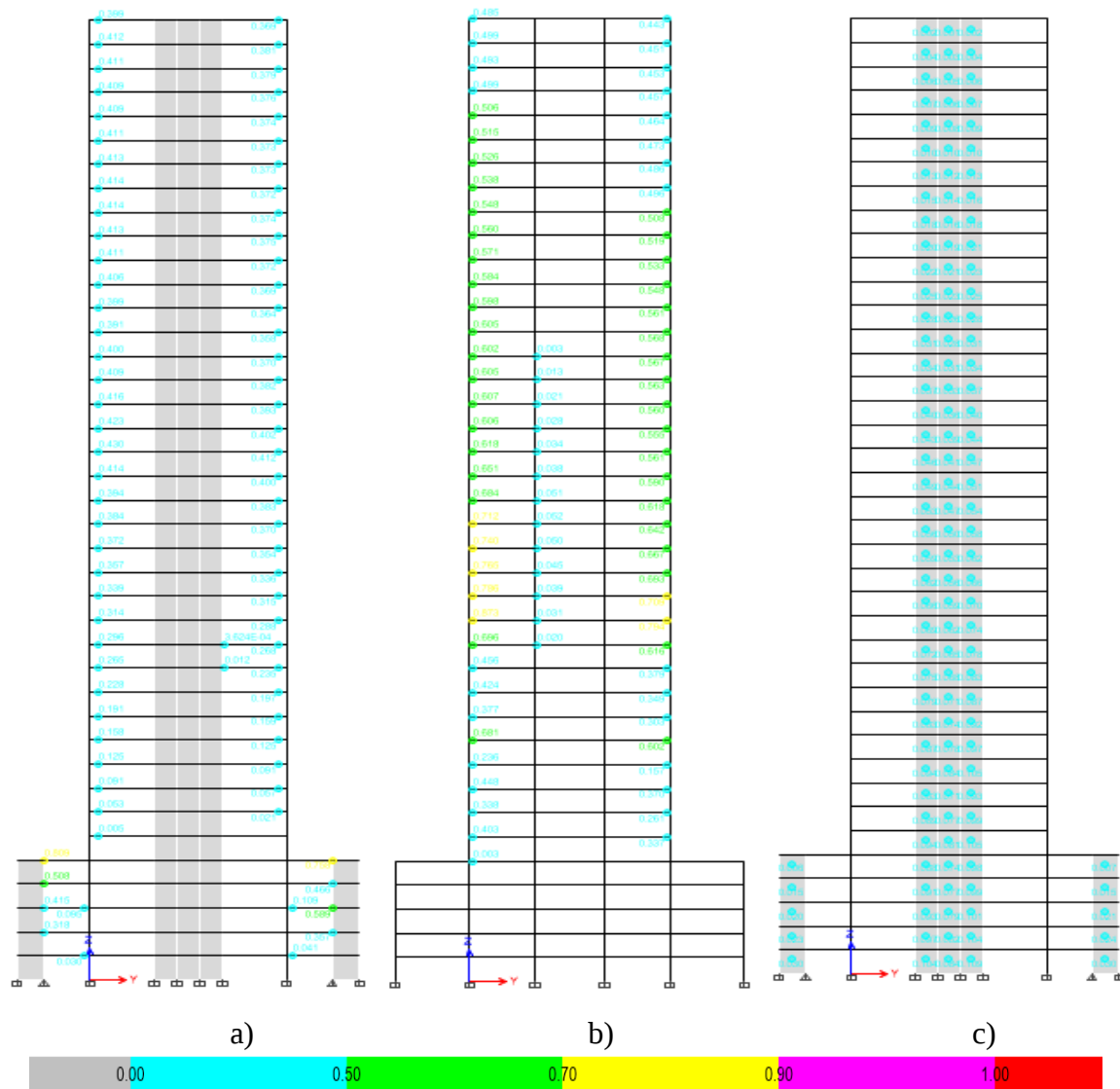


Figura 86. Nivel de desempeño de cada uno de los elementos de la estructura en la dirección Y, debido al sismo 7X-30% y 7Y-100%.

- *Resultados acelerograma 8*

Finalmente, se muestran los niveles de desempeño de la estructura cuando se somete al sismo 8X-100% y 8Y-30% (ver Figura 87). Se observa que los elementos no muestran riesgo de colapso, adicionalmente presentan un nivel de funcionamiento adecuado de acuerdo al nivel de desempeño de la preservación de la vida.

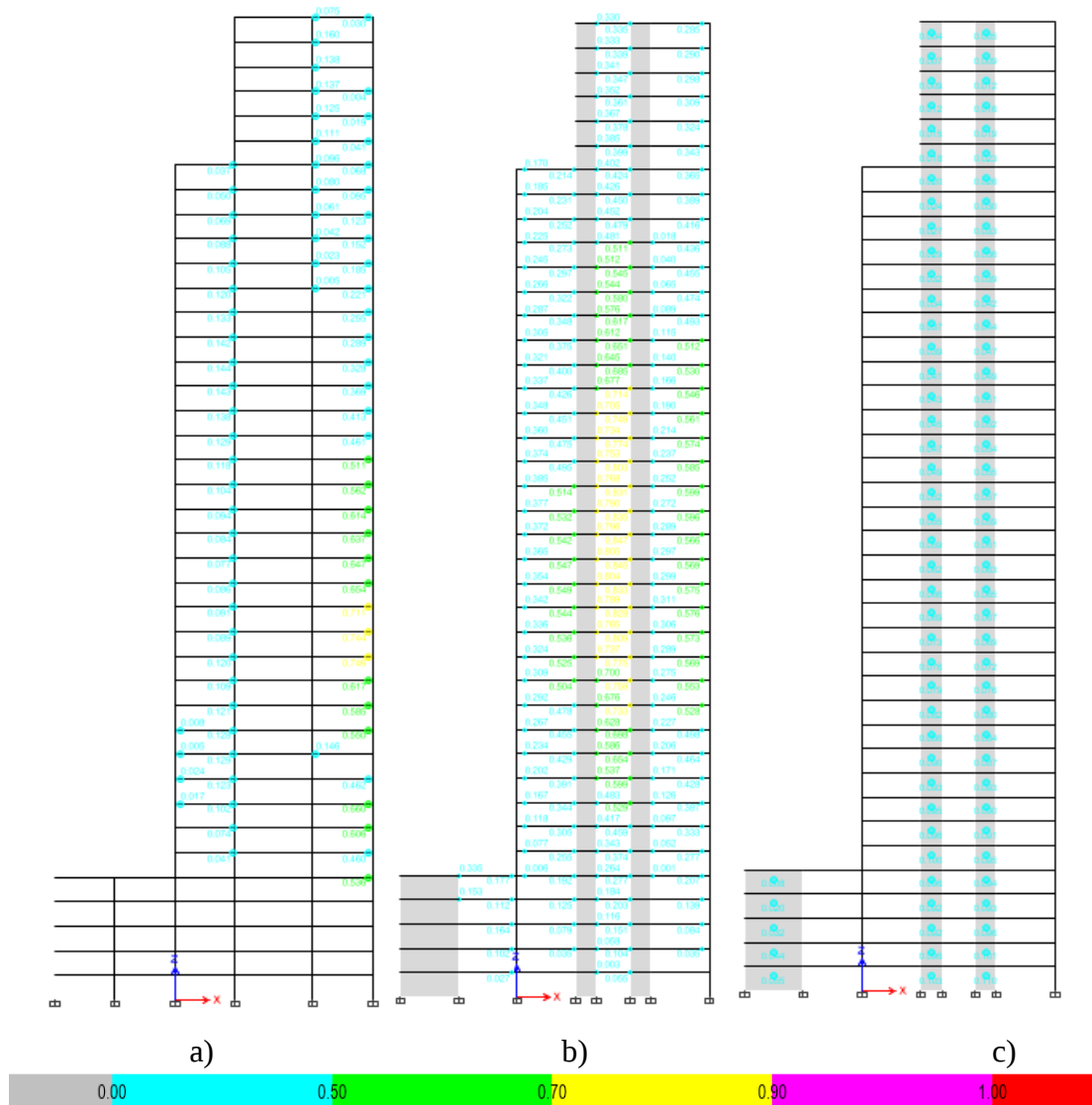


Figura 87. Nivel de desempeño de cada uno de los elementos de la estructura en la dirección X, debido al sismo 8X-100% y 8Y-30%.

En la Figura 88 puede verse que los elementos presentan un comportamiento apropiado cuando el edificio se ve sometido a la demanda sísmica representada por el acelerograma 8X-30% y 8Y-100%, mostrando un adecuado nivel de desempeño que no compromete la seguridad global de la estructura.

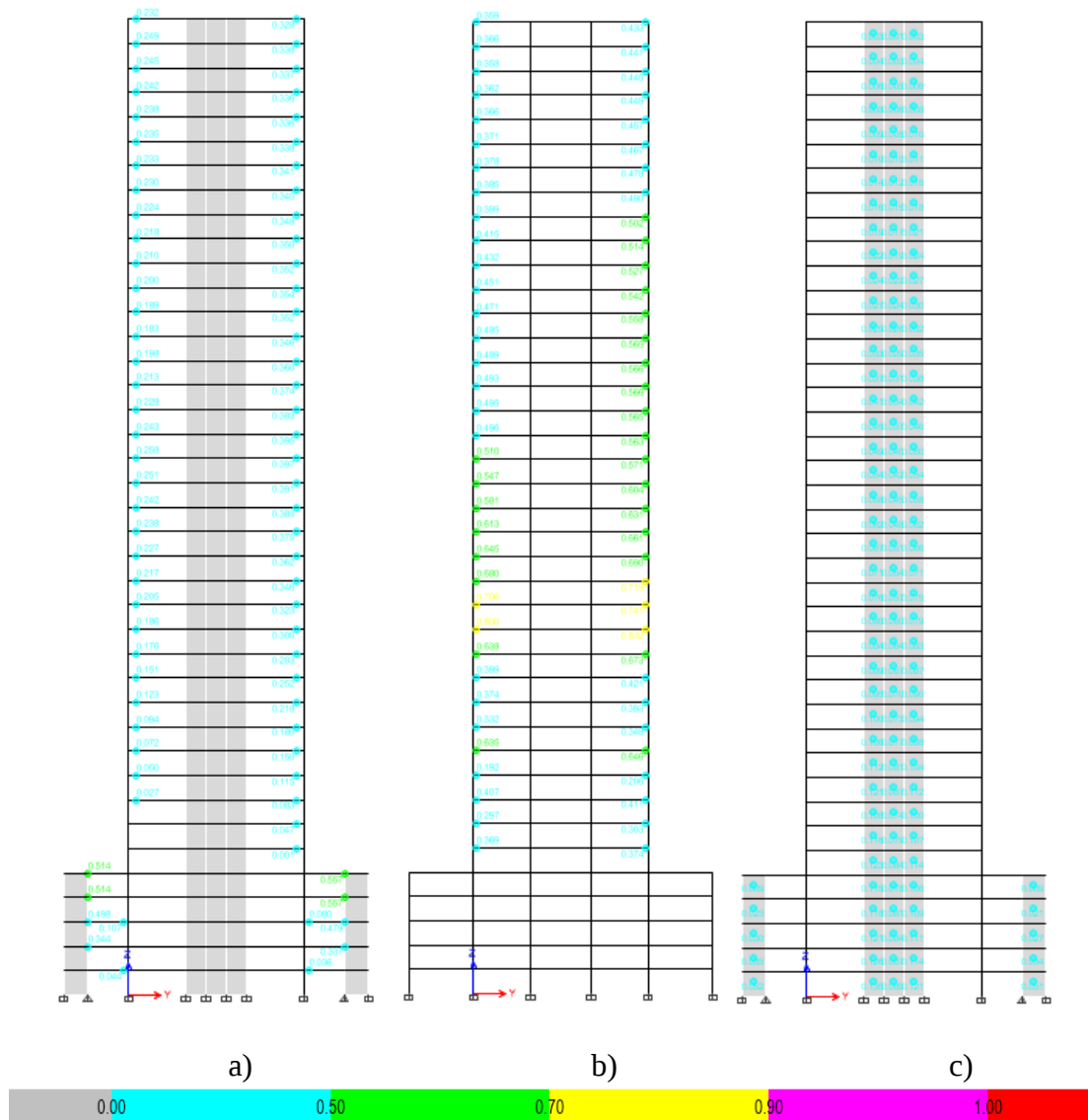


Figura 88. Nivel de desempeño de cada uno de los elementos de la estructura en la dirección Y, debido al sismo 8X-30% y 8Y-100%.

9. Conclusiones

Este capítulo ha sido dedicado a describir la acción sísmica por medio de diferentes procedimientos que consideran espectros de respuesta y acelerogramas. Se hace una breve introducción al origen y a las características de los terremotos, se describen los mecanismos de propagación de la energía liberada a través de ondas y se citan parámetros del movimiento como la aceleración, la velocidad, y el desplazamiento del suelo.

Además se describen las principales características de los espectros de respuesta y el procedimiento de cálculo a partir de una acelerograma. También se trata el tema de los espectros elásticos de diseño sismo resistente. Es importante destacar que los espectros de respuesta de los sismos registrados en una zona pueden no representar adecuadamente la intensidad de futuros eventos sísmicos. Por tanto, se presentan también las ecuaciones que definen los espectros suavizados propuestos en la NSR-10, los cuales se obtienen a partir del análisis de bases de datos de terremotos ya ocurridos haciendo hipótesis sobre la atenuación del movimiento en la distancia.

Se explica además como obtener la acción sísmica por medio de acelerogramas. En este capítulo se describen 3 tipos de acelerogramas: i) acelerogramas reales, ii) acelerogramas sintéticos y iii) acelerogramas híbridos. En cuanto a los acelerogramas reales se destaca que proporcionan medidas detalladas del movimiento real del terreno durante un sismo tales como el contenido frecuencias, la energía, la duración, etc. Por tanto se suele aconsejar su uso en modelos de daño sísmico. En el caso de acelerogramas sintéticos se explican detalladamente los principios teóricos y se muestran algunas propuestas de diversos autores para calcularlos. Además, se

explica un procedimiento para generar acelerogramas híbridos a partir de un registro real al que se le hace un tratamiento matemático para que cumplan las condiciones de la zona de amenaza sísmica. Se describe también un método propuesto por Vargas (2013), el cual será empleado en el desarrollo de este trabajo, para obtener registros de una base de datos de acelerogramas que sean compatibles con un espectro objetivo. Este espectro objetivo se obtiene por medio del mapa de amenaza sísmica de la zona. Este método busca la compatibilidad en el sentido de la media, es decir, se busca que la media de los espectros de los registros seleccionados minimice la diferencia en un intervalo de periodos con el espectro objetivo. Si la base de datos contiene suficientes registros, el método propuesto por Vargas (2013) muestra ser adecuado permitiendo obtener un número aceptable de registros de acuerdo a los lineamientos de las normas de diseño. De hecho, el número de registros obtenido resulta ser en los casos aquí estudiados incluso mayor que el recomendado por la NSR-10. Esto permite hacer la selección de registros considerando propiedades asociadas a la fuente sísmica.

Se ha ilustrado brevemente el procedimiento de análisis y diseño de una estructura tipo dual constituida por muros y pórticos de concreto reforzado. El tipo de sistema estructural se establece a partir de los requisitos propuestos en el capítulo A.3.2 de la NSR-10. Este sistema estructural está constituido por pórticos espaciales de concreto reforzado resistentes a momento combinado con muros estructurales. Se ha hecho una breve descripción de las propiedades de los materiales con los que se construirá el hipotético edificio, es decir, del concreto y del acero, haciendo especial énfasis en las propiedades necesarias para el diseño. La altura de la estructura es igual a 120 m lo que la clasifica como una estructura de gran altura. Es importante señalar que la estructura se encuentra en una zona de sismicidad alta y, por tanto, es necesario proveerla con un sistema de resistencia ante cargas sísmicas. Los diferentes elementos estructurales que

componen el sistema de resistencia sísmico del edificio han sido proyectados de acuerdo al método de análisis modal espectral, AME, considerando los lineamientos de la normativa nacional vigente NSR-10.

El AME es un procedimiento de análisis pseudo-dinámico aproximado en el que la respuesta de la estructura se obtiene mediante una combinación de las contribuciones modales. Estas contribuciones están caracterizadas por la máxima respuesta de cada modo y se afectan por un factor denominado ‘coeficiente de participación modal’, el cual indica la participación de cada modo en la respuesta total de la estructura. Las principales características del AME se exponen al inicio del capítulo haciendo especial énfasis en sus aspectos teóricos. La aplicación de este método considera las siguientes hipótesis: i) La excitación sísmica actúa horizontalmente en la base del modelo; ii) para la determinación de los modos naturales de vibración se admite que los materiales se comportan de forma lineal y elástica; iii) El modelo de análisis incluye un número de grados de libertad dinámico acorde con las características de la estructura para representar convenientemente los modos naturales más significativos de la respuesta dinámica; iv) Las masas asociadas a los grados de libertad se determinan a partir de áreas aferentes a cada nodo y se concentran en los niveles de losas de entrepiso y techo; v) se consideran todos los modos cuya participación supere el 5% de la contribución correspondiente al modo fundamental. Cabe destacar que en la práctica convencional, no se suelen considerar menos de 3 modos por piso.

Para estimar la respuesta de la estructura se ha construido un modelo 3D mediante el software para cálculo de estructuras ETABS 2015 ultimate. Es importante mencionar que este software está enfocado para el diseño de edificios y que contiene múltiples herramientas que permiten considerar el efecto sísmico desde diversos enfoques.

La acción sísmica ha sido considerada por medio del espectro elástico de diseño, siguiendo las recomendaciones del capítulo A.2 de la NSR-10. Es importante destacar que la estructura ha sido proyectada dentro de una zona de amenaza sísmica alta. Se ha explicado paso a paso cada una de las consideraciones necesarias para estimar la amenaza sísmica de acuerdo a los lineamientos de la NSR-10.

Una vez definidas la capacidad de la estructura y la demanda sísmica se procede al diseño de todos los elementos que componen el sistema de resistencia sísmico de la estructura. Las solicitaciones se obtienen a partir de las combinaciones propuestas en el capítulo B.2 y en las previsiones del título C de la normativa colombiana NSR-10.

La principal conclusión de este capítulo es que el análisis modal espectral permite calcular fácilmente las solicitaciones sísmicas por medio de una serie de simplificaciones del problema las cuales tienen su base en análisis experimentales y simulaciones numéricas avanzadas. Entre las principales ventajas del AME se destacan las siguientes:

- El costo computacional cuándo se usa el AME es abordable con los procesadores convencionales.
- El AME se encuentra implementado en los principales programas de cálculo de estructuras.
- La amenaza sísmica es una función simple comúnmente dada en los códigos de diseño sísmico de cada país.

Sin embargo, a partir del AME, no es posible establecer si los niveles de desempeño esperados en la estructura se cumplen. Pueden darse varias situaciones, por ejemplo: i) los niveles de desempeño se cumplen adecuadamente; ii) los niveles de desempeño no son excedidos pero la estructura presenta síntomas de sobre diseño; iii) los niveles de desempeño en algunos

elementos estructurales no se cumplen; iv) los niveles de desempeño se exceden peligrosamente comprometiendo la seguridad de la estructura. Por tanto, en el siguiente apartado se presenta el análisis dinámico no lineal como una herramienta avanzada que puede usarse para complementar al AME y mejorar el rendimiento de las estructuras ante cargas sísmicas.

Finalmente, en el Apéndice A se presenta un diagrama de flujo el cual sirve para sintetizar el procedimiento de diseño con base en el AME.

Para la evaluación del comportamiento sísmico de una edificación, existen diferentes metodologías con las cuales se puede modelizar su respuesta dinámica. Algunas metodologías tienen su base en el comportamiento elástico-lineal y otras en el comportamiento inelástico-no lineal. De hecho, existe una variedad de procedimientos destinados a cuantificar la capacidad de la estructura, que reconocen el carácter no lineal de la respuesta en función de la demanda sísmica. Algunos de los métodos más reconocidos son: 1) El análisis no lineal estático (PUSHOVER) y el método de análisis dinámico no lineal ADNL. Este último, es la herramienta más robusta y poderosa utilizada actualmente para encontrar la respuesta dinámica de una estructura en el tiempo. Este tipo de análisis consiste en solucionar la ecuación de dinámica de equilibrio paso a paso, teniendo en cuenta todas las variables que afectan el movimiento, entre estas la masa, el amortiguamiento, la rigidez y la demanda sísmica, la cual se sintetiza en un registro de aceleraciones a través del tiempo.

Se describe los conceptos asociados al desempeño sísmico de las edificaciones basado en las provisiones del FEMA 356 y del ASCE 41. El objetivo principal ha sido establecer las bases metodológicas para la correcta modelización de la respuesta dinámica no lineal de las edificaciones. Además, establecer criterios de calificación asociados al desempeño de los elementos estructurales de las edificaciones. Estos criterios pueden emplearse para conseguir

‘diseños óptimos’ de las estructuras. Obviamente, buscando siempre la seguridad de la estructura ante acciones sísmicas de gran intensidad. Además, se han descrito las técnicas y los modelos más característicos e importantes encontrados en la literatura actual, para representar de forma adecuada el amortiguamiento y las leyes de comportamiento de los materiales empleados. Para esto, se ha usado como caso de estudio la estructura descrita en apartados anteriores cuyas características dinámicas resultan difíciles de aproximar mediante modelos simplificados.

Se ha empleado el concepto de “*nivel de desempeño*” entendido como el nivel de comportamiento de un elemento o sistema estructural cuando éste se daña debido a una acción sísmica determinada. Este concepto supera los criterios de diseño implícitos en la mayoría de los códigos sísmicos actuales, ya que no sólo tiene en cuenta la estabilidad y el daño estructural, sino también otros aspectos relacionados con elementos no estructurales. Además, se han hecho comparaciones entre los resultados obtenidos con el AME y el ADL para estimar los desplazamientos de techo, las derivas de piso, así como los cortantes mostrados en la base y a través de la altura de la edificación objeto de estudio. Estas comparaciones han mostrado que incluso en el rango lineal, existen diferencias importantes cuando se simplifica la estimación de la respuesta dinámica de la estructura. No obstante, son los resultados obtenidos a partir del ADNL los que permiten hablar de desempeño.

Las principales desventajas que presenta el ADNL como metodología de diseño se describen a continuación:

- Computacionalmente el ADNL es extremadamente costoso.
- Debido a la cantidad de información que se puede obtener resulta difícil procesar los datos de salida.
- La selección de la demanda sísmica requiere también un importante esfuerzo

computacional.

No obstante, a pesar de su enorme costo computacional, el uso del ADNL sigue en aumento debido a que las construcciones diseñadas a partir de esta metodología son eficientes y confiables. Incluso, los principales software de diseño estructural empiezan a generar cada vez más herramientas para facilitar su uso. De hecho se ha usado el programa ETABS como herramienta numérica para llevar a cabo los análisis.

El edificio estudiado ha mostrado un correcto nivel de desempeño ante las solicitaciones sísmicas exigidas por la norma. No obstante, el daño esperado es bastante inferior a lo permitido por el FEMA 356. Esto se puede concluir fácilmente ya que para los 8 acelerogramas usados sólo dos vigas excedieron el nivel de desempeño asociado a la seguridad de la vida. La mayoría de vigas presentó niveles de desempeño inferiores a 0.5 y en muchos casos ni siquiera hubo daño. Además, no se evidenció daño en columnas. Estos valores de daño esperados indican lo siguiente:

- El proyecto sismo resistente obtenido a partir de metodologías simplificadas, siguiendo los lineamientos de la NSR-10, resulta satisfactorio ante las disposiciones exigidas en FEMA 356.
- El nivel de daño esperado resulta bastante inferior al permitido por FEMA 356.
- Debido a que el daño esperado en la estructura se conoce a nivel de elemento, es posible establecer un rediseño óptimo a partir de los resultados obtenidos con el ADNL.

La principal conclusión de este capítulo es que el análisis dinámico no lineal de una estructura permite obtener estimas más confiables de su respuesta sísmica. Por tanto, el uso de metodologías avanzadas como el ADNL deriva en diseños que pueden ser más económicos sin comprometer la eficiencia de la estructura.

Finalmente, en el Apéndice B se presenta un diagrama de flujo el cual puede emplearse para estimar el nivel de daño de una estructura e incluso obtener diseños óptimos con base en el ADNL.

10. Recomendaciones

A pesar de que el diseño sísmo resistente de los edificios admite que los elementos estructurales trabajen en régimen no lineal ante eventos sísmicos fuertes, el grado de daño esperado ante tales solicitaciones no suele cuantificarse. En esta tesis se han presentado los principales aspectos metodológicos que se deben tener en cuenta para cuantificar el daño esperado de las estructuras haciendo uso del análisis dinámico no lineal. Para esto, se ha diseñado una estructura de concreto reforzado y se ha evaluado el nivel de daño esperado. El diseño inicial ha sido llevado a cabo mediante metodologías de cálculo simplificadas basadas en la respuesta sísmica lineal de la estructura, siguiendo los lineamientos de la NSR-10. El cálculo del daño se ha llevado a cabo mediante el ADNL considerando la acción sísmica mediante acelerogramas híbridos los cuales se obtienen a partir de la modificación del contenido frecuencial de acelerogramas registrados. A continuación, se presentan las conclusiones de los principales aspectos implicados en el presente estudio.

Uno de los principales aspectos que influye en la obtención de resultados confiables, en términos de la respuesta sísmica de un sistema, radica en la correcta modelización del problema. Tres son los elementos principales en la modelización de este tipo de problemas: La amenaza sísmica, el modelo estructural y las metodologías empleadas para el cálculo del daño esperado.

- Es importante considerar de forma adecuada la acción sísmica debido a la enorme incertidumbre asociada a esta variable. En este trabajo se ha considerado la acción sísmica por medio de espectros y de acelerogramas híbridos compatibles. Esto ha permitido emplear metodologías simplificadas como el AME y metodologías avanzadas como el ADNL.

- La mayor incertidumbre en la respuesta dinámica de una estructura proviene de la incertidumbre generada por la acción sísmica, debido a que la variabilidad en la demanda inducida por un sismo es grande y difícil de cuantificar.

- El uso de acelerogramas y la modificación de su contenido frecuencial para ajustarlo al espectro de diseño de la zona es una herramienta útil que debe empezar a ser explicada a los diseñadores estructurales con el fin de generalizar el uso de metodologías avanzadas como el ADNL.

- Para modelizar adecuadamente y obtener resultados confiables de la respuesta sísmica de una estructura es necesario tener un buen entrenamiento, experiencia y sobretodo una comprensión adecuada del problema. Actualmente, debido al uso extendido de las metodologías como el AME, para estimar la respuesta sísmica de un sistema, resulta difícil generalizar el uso del ADNL. Variables como el amortiguamiento y las propiedades no lineales de los materiales deben empezar a generalizarse para que en el futuro los diseñadores estructurales puedan emplear herramientas avanzadas de diseño.

- El uso de programas de cálculo estructural sofisticado, con los cuales se puedan ejecutar

análisis dinámicos no lineales, debe empezar a difundirse en la práctica profesional. De hecho, los grandes desarrolladores de programas estructurales son conscientes de esto y cada día producen mejores herramientas numéricas para estimar la respuesta no lineal de los sistemas estructurales.

- En este trabajo se ha comprobado que el uso de metodologías lineales aproximadas como el AME, produce estructuras que están del lado de la seguridad en términos del daño esperado. No obstante, debido a las simplificaciones que se tienen en cuenta cuando se usan estas metodologías, los diseños obtenidos pueden resultar conservadores. Es importante señalar que el edificio estudiado se diseñó cumpliendo todos los requisitos estipulados en la norma sismo-resistente colombiana NSR-10. El resultado obtenido fue una estructura con sistema estructural tipo dual.

- Es importante destacar que en el caso de estudio no resulta necesario hacer la corrección por FHE debido a dos factores: 1) la participación de los modos superiores en la respuesta global de una estructura alta empieza a ser importante y 2) la aceleración espectral vinculada a los modos superiores es más alta si se compara con la asociada al modo fundamental. Estos dos factores desencadenan que la fuerza calculada por el método modal espectral sea superior a la calculada por el método de la FHE.

- El análisis dinámico no lineal es la herramienta más robusta y poderosa que existe actualmente para calcular la respuesta dinámica de una estructura. Sin embargo, predecir con exactitud el comportamiento de una estructura cuando se ve sometida a movimientos sísmicos es una labor tediosa y prácticamente imposible.

- Cuando se llevaron a cabo los ADNL al edificio, se encontró que para dos acelerogramas, hubo algunas vigas que sobre pasaban el nivel de desempeño asociado al colapso.

Aunque estos elementos cumplieran las provisiones dadas por la NSR-10, haber empleado el ADNL sirvió para identificarlos y, en un caso real, para mejorar su desempeño.

- Con el fin de solventar las limitaciones en el enfoque tradicionalmente implícito en la mayoría de los actuales códigos de diseño sismo resistente y promover una nueva generación de provisiones y metodologías que permitan diseñar, construir y mantener edificaciones que sean capaces de exhibir un desempeño predecible, se requiere generalizar el uso de análisis más precisos y exhaustivos como el ADNL

- Es importante destacar que actualmente se dispone de metodologías, herramientas y tecnología adecuada para lograr que una edificación se analice y se diseñe de forma que cumpla los requisitos de desempeño más restrictivos y exigentes. Por tanto, el diseño por desempeño sísmico constituye el camino apropiado para su implementación.

- Como caso de estudio se ha elegido un edificio de concreto reforzado de 40 niveles, ubicado en la ciudad de Bucaramanga (Colombia), cuyo desempeño sísmico se ha analizado considerando 8 acelerogramas obtenidos por medio de un método propuesto en Vargas (2013). Se puede observar que los espectros de respuesta de los sismos seleccionados por medio de esta metodología ajustan razonablemente bien al espectro elástico de diseño definido por medio del estudio de suelos local y con base en la NSR-10.

- Se observa que la deriva, así como los desplazamientos calculados por medio del método del AME, es la envolvente del promedio de la deriva obtenida por medio del análisis dinámico. Por tanto, tal y como se ha mencionado antes, se ha comprobado que el uso de metodologías simplificadas está del lado de la seguridad.

- Los resultados obtenidos por medio del análisis simplificado, indican que el nivel de desempeño estructural corresponde a “protección a la vida”, por lo que se espera que este

edificio no sufra grandes daños ante eventos sísmicos fuertes. En términos generales el edificio cumple los objetivos básicos del FEMA 356.

- Es importante resaltar la eficiencia del diseño de los elementos verticales ante cargas horizontales, los cuales no presentaron ningún tipo de daño cuando se llevaron a cabo los ADNL. De esto se puede concluir que las restricciones por parte de los actuales códigos a edificaciones que presentan sistemas estructurales tipo Dual, son adecuados pero excesivamente conservadores cuando se diseñan edificios de gran altura.

- Por último, es importante concluir que los estudios basados en metodologías avanzadas, que estiman el comportamiento inelástico de las estructuras, maximizan la eficiencia de las estructuras ya que permiten obtener cantidades óptimas de materiales considerando niveles de desempeño que proveen seguridad ante acciones sísmicas.

- Aunque el análisis dinámico no lineal ya puede ser usado en diferentes análisis prácticos, se requiere aún más investigación del problema en diferentes áreas. El problema más difícil y complejo en muchos análisis no lineales es la selección de los modelos de histéresis, la forma de modelizar el amortiguamiento. Por tal razón se propone estudiar la variación de la respuesta dinámica de la estructura modificando: 1) El modelo de histéresis de pivot y sus características y 2) El amortiguamiento propuesto por el método de Rayleigh.

- En la mayoría de los casos, cuando se está proyectando una estructura, se considera para efectos del modelo que los elementos se encuentran empotrados en la base debido a la rigidez y capacidad de los suelos que sirven de apoyo. Por tanto, el efecto de sitio se trata independientemente de la estructura. El diseñador estructural introduce espectros de respuesta o acelerogramas directamente a la estructura sin ninguna consideración de interacción suelo-estructura y luego diseña la cimentación para las fuerzas resultantes. Sin embargo, en la mayoría

de los casos, este enfoque puede generar resultados demasiado conservadores. Por tanto, otra línea de investigación es el estudio de la interacción suelo-estructura considerando el ADNL, debido a que la cinemática de la estructura y por supuesto su respuesta dinámica puede verse afectada debido a que la flexibilidad de los suelos puede aumentar el periodo natural de vibración.

- El uso del ADNL puede extenderse al diseño de otras tipologías estructurales. También puede extenderse a obras de infraestructura como puentes, estructuras de contención entre otras. Además, esta herramienta también puede ser empleada para estimar el daño esperado en estructuras existentes y proponer medidas de reforzamiento adecuadas que mejoren la resiliencia de las ciudades actuales.

- Muchas de las variables implicadas en el cálculo de la respuesta sísmica son altamente aleatorias. La acción sísmica, las leyes de histéresis, las propiedades mecánicas de los materiales, entre muchas otras, son importantes fuentes de incertidumbre. Cuantificar adecuadamente esta incertidumbre, usando como herramienta de análisis el ADNL, es una línea de investigación importante que servirá para obtener diseños más confiables y eficientes, maximizando las relaciones costo-beneficio en el desarrollo de futuras edificaciones e infraestructura.

Referencias bibliográficas

- Acevedo A. (2012) Criterios sismológicos para seleccionar acelerogramas reales de la red nacional de acelerógrafos de Colombia para su uso en análisis dinámicos. Revista EIA (17), Escuela de Ingeniería de Antioquia, Envigado, Colombia.
- Adam, C., Ibarra, L. y Krawinkler, H. (2004). "Evaluation of P-delta effects in nondeteriorating MDOF structures from equivalent SDOF systems". Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, BC, Canada.
- Aguiar R., Mora D. y Rodríguez M. (2015) Diagrama Momento-Curvatura y momento rotación Para Elementos de hormigón Armado y Acero con ASCE/SEI 41 y Sistema de Computación CEINCI-LAB, Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción, Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, Ecuador.
- Ambraseys N., Smit P., Douglas J., Margaris B., Sigbjornsson R., Olafsson S., Suhadolc P. and Costa G. (2004) Internet-Site for European Strong-Motion Data. Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata. 45(3):113-129
- Ambraseys N., Smit P., Sigbjornsson R., Suhadolc P. and Margaris B. (2002) InternetSite for European Strong-Motion Data, European Commission, Research-Directorate General, Environment and Climate Programme. http://www.isesd.hi.is/ESD_Local/frameset.htm (último acceso: 21/05/2013)
- Arias A. (1970) A Measure of Earthquake Intensity, in Seismic Design for Nuclear Power Plants (R.J. Hansen, ed.). The MIT Press, Cambridge, MA. 438-483
- ASCE 41 (2011) Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 41-11.

- ASCE 7 (2010). Minimum design loads for buildings and other structures, ASCE/SEI Standard ASCE 7-10, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- Asimakopoulos, A., Karabalis, D., y Beskos, D. (2007). “Inclusion of P- Δ effect in displacement-based seismic design of steel moment resisting frames”, Earthquake engineering and structural dynamics, Vol. 36.
- Asociación Colombiana de Ingeniería sísmica (AIS). Reglamento colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10. Bogotá: AIS, 2010.
- Baker A. L. L. y Amarakone A. M. N. (1964) “Inelastic Hyperstatic Frames Analysis”, Proceeding of the International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ASCE-ACI, Págs 85-142, Miami.
- Bermúdez C. (2010) Vulnerabilidad sísmica de edificios de acero. Tesis Doctoral, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. Universidad Politécnica de Cataluña.
- Bertero R.D. and Bertero V.V. (2002) Performance-Based Seismic Engineering, The Need for a Reliable conceptual Comprehensive approach, Earthquake Engineering Structural Dynamics, University of California, Berkeley.
- Blume J. A., Newmark N. M. and Corning L. H. (1961) “Design of Multistorey Reinforced concrete Buildings for Earthquake Motions” Portland Cement Association, pág. 318, Chicago.
- Boomer J.J.; & Martinez-Pereira A. (1999); “The effective duration of earthquake strong motion”; Journal of Earthquake Engng, Vol 3, No 2, 127-172; Imperial College Press.
- Butterworth S. (1930) On the Theory of Filter Amplifiers. Experimental Wireless and the Wireless Engineer. 7:536–541

- Chan W. L. (1955) “The Ultimate Strength and Deformation of Plastic hinges in Reinforced concrete Frameworks”, Magazine of Concrete Research, Vol. 7, No. 21, Págs. 121-132.
- Charney F. (2014). The state of the art and practice for assessing seismic performance of new buildings using nonlinear response history analysis, Department and Environmental Engineering, Virginia Tech.
- Charney F. (2014). The state of the art and practice for assessing seismic performance of new buildings using nonlinear response history analysis. Department and Environmental Engineering, Virginia Tech.
- Chopra A. K. (2014) Dynamic of Structures, University of California at Berkeley.
- Chopra A.K. and Goel R.K. (1999) Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDOF systems. PEER Report 1999/02 Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California.
- Chung Y. S., M. Shinozuka and C. Meyer, (1988) “SARCF User’s guide. Seismic Analysis of Reinforced Concrete Frames”. Technical Report NCEER-88-0044. State University of New York at Buffalo.
- Clough R. W. and Wilson E. L. (1979) “Dynamic Analysis of Large Structural Systems with Localized Nonlinearities,” Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, North Holland Publ. Co., Vol. 17/18, pp. 107–129.
- Clough R.W. and Penzien J. (1993) Dynamic of structures. Second edition. McGrawHill, New York
- Computers and Structures, Inc. (2015), Structural Engineering Software, Disponible en: www.csiamerica.com.

- Cook R.D. (1981) Remarks about diagonal mass matrices. International Journal of numerical methods in engineering. 17:1427-1449
- Cornwell, R. R. Craig, and Johnston C. P. (1983) "On the Application of the Mode Acceleration Method to Structural Dynamics Problems," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 11, No. 6, pp. 679–688.
- Crempien L.J., Marihuen D.A., Giuliano M.M. (1989) Comparación de Distintos Métodos de Superposición Modal en el Análisis Dinámico de Edificios, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Chile.
- Dowell R. K., Seible F. and Wilson E. L. (2000) Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members, ACI Structural Journal 95-S55.
- Ewing W.M., Jardetzky W.S., & Press F. (1957) "Elastic Waves in Layered Media" Mc.Graw Hill book Company, New York.
- FEMA (2000) Federal Emergency Management Agency. Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of buildings. American Society of Civil Engineers. Washington, D.C.
- FEMA, "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Developed by
- Flórez J. L. (1996) "Un modelo del comportamiento histerético de elementos de concreto armado basado en la teoría del daño concentrado", Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería.
- Flórez J. L. (1999) "Plasticidad y Fractura en Estructuras Aporticadas", Monografías de ingeniería sísmica. CIMNE IS , España
- Gallego S.M. and Sarria M.A. (2010) El concreto y los terremotos, conceptos, comportamientos, patología y rehabilitación. Bogotá, Colombia.

- Gasparini D. and Vanmarcke E.H. (1976) Simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra. M.I.T. Department of Civil Engineering. Research report R76-4, Order No. 527
- Ger and Cheng (2012) Seismic Design Aids for Nonlinear Pushover Analysis of reinforced Concrete and Steel Bridges.
- Hancock J. and Bommer J.J. (2006) A state of knowledge Review of the influence of strong motion duration on structural damage. *Earthquake Spectra*. 22(3):827-845
- Hancock J., Bommer J.J. and Sttaford P.J. (2008) Numbers of scaled and matched accelerograms required for inelastic dynamic analyses. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 37(14):1585-1607
- Hou, S. (1968) Earthquake simulation models and their applications. M.I.T. Department of Civil Engineering. Research Report. R68-17
- Hurtado J.E. (2000) Introducción a la Dinámica de estructuras, Universidad Nacional de Colombia, Sede Manizales.
- Ibarra, L. y Krawinkler, H. (2005). “Global Collapse of Frame Structures under Seismic Excitations”, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering University of California, Berkeley, United States
- Jennings P.C., Housner G.W. and Tsai N.C. (1968) Simulated earthquake motions. EERL, California Institute of Technology, Pasadena, California.
- Kent D. C. and Park R. (1971) “Flexural Members with Confined Concrete”, *Journal of Structural division, ASCE*, Vol. 97, No. ST7. Págs 1969-1990.
- Le Pinchon X. (1968) “Sea-floor spreading and continental drift”; *Journal of Geophysical Research*, v.73, p. 3661-3697.

- Liu S.C. (1968) On intensity definitions of earthquakes. Journal of structural division ASCE.
- Magdy S. L. Meyer C. R. (1987). “Analytical modeling of hysteretic behavior of R/C frames”, Journal of Structural Engineering, Vol. 113, No. 3.
- MediSaïdi. (1982) “Hysteresis models for reinforced concrete”, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST5.
- Murakami M. and J. Penzien, (1975) “Nonlinear Response Spectra for Probabilistic Seismic Design and Damage Assessment of Reinforced Concrete Structures,” Univ. of Calif., Berkeley, Earthquake Engineering Research Center, Report No. 75–38.
- Nour-Omid B. and Clough R. W. (1984) “Dynamics Analysis of Structures Using Lanczos Coordinates,” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 12, pp. 565–577.
- Nyquist H. (1928) "Certain topics in telegraph transmission theory," Trans. AIEE, Vol 47, pag 617-644. Shannon C. (1949) "Communication in the presence of noise," Proc. Institute of Radio Engineers, Vol 37, No.1, pag 10-21.
- Orowan E. (1960) “Mechanics of seismic faulting” on “Rock deformation a symposium”, D Griggs y Handin edi, Geological society of America, Memoir 79, pp.:323-345.
- Otani S. (1974) Inelastic analysis of RC frame structures Journal of Structural Division, ASCE. 100(7):1433–1449
- Otani S. (1997) “Development of performance-Based Design Methodology in Japan” in Fajfar, P. & Krawinkler H. (EDS) (1997), “Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes” Proceedings of International Conference at Bled, Slovenia. A.A. Balkema, Rotterdam/Brookfield.
- Park y Paulay (1980) “Estructuras de Concreto Reforzado”, Editorial Limusa S.A., México.

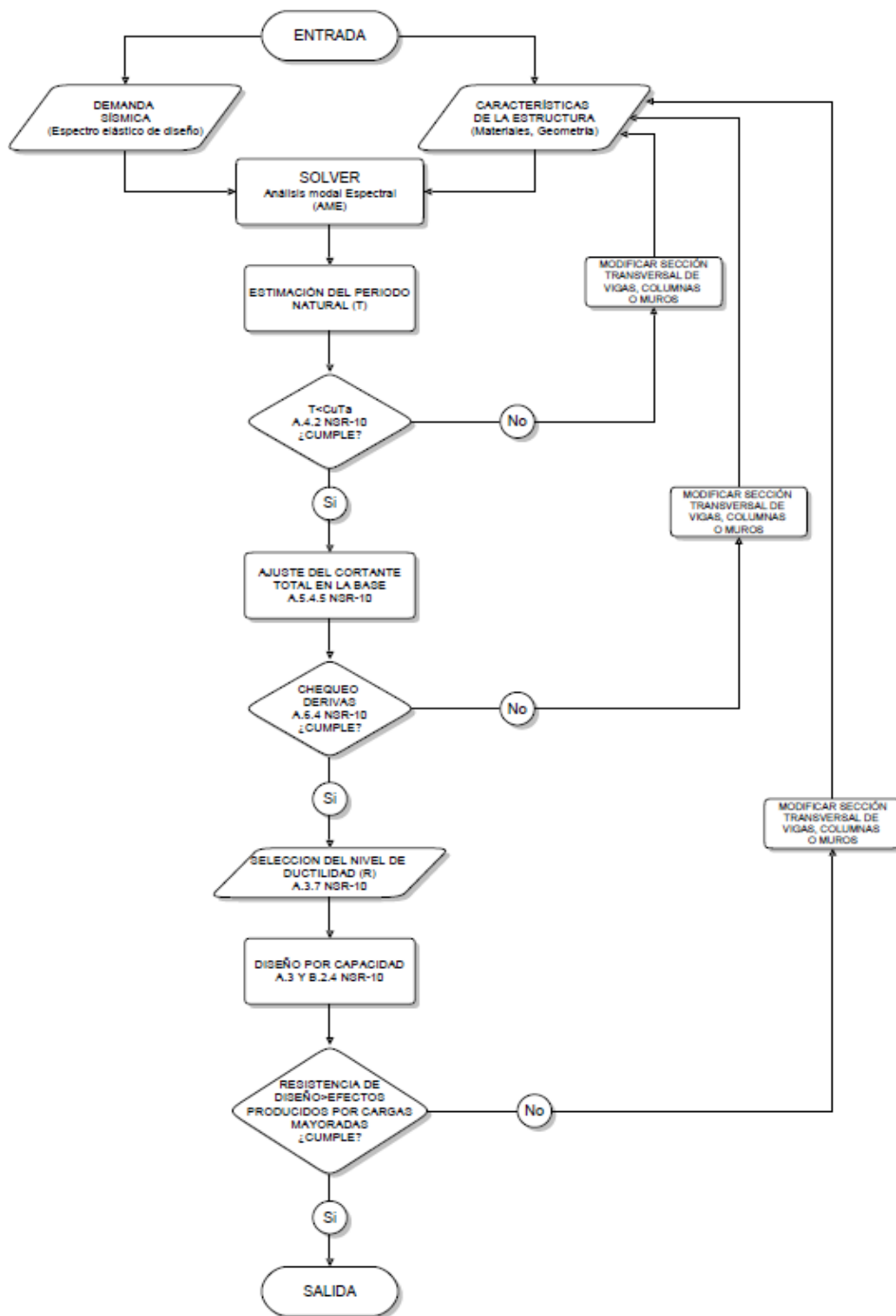
- Park Y. (1985) Seismic Damage Analysis and Damage-Limiting Design for Reinforced Concrete Structures, Ph.D., Tesis, Department of Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Park Y-J., A.H-S.Ang and Kwei-Wen Y. (1985) Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings. *Journal of Structural Engineering ASCE*. 111(4):740-757
- Park Y-J. and A.H-S. Ang (1985) Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering ASCE*. 111(4):722-757
- Paulay, T. (1978). "A consideration of P-delta effects in ductile reinforced concrete frames". Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 11:151–160.
- Penzien j. (1975) "Predicting the Performance of Structures on Regions of High Seismicity," Proc. 2nd Canadian Conf. on Earthquake Engineering, McMasters Univ., Hamilton, Untario, Canada.
- Penzien J. and Clough R. W. (1995) Dynamics of Structures, Computers & Structures, Inc. Thrid edition, University of California, Berkeley.
- Priestley, M. J. N. "Performance Based Seismic Design", Journal of Structural Engineering, ASCE, 2000
- Pujades L.G., Vargas Y.F., Barbat A.H. and González D. J (2014) Parametric Model for Capacity Curves, Bulletin of Earthquake Engineering, Polytechnic University of Catalonia, Barcelona.
- Roy H. E. H. y Sozen M. A. (1964) "Ductility of Concrete", Procceding of the International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ASCE-ACI, Págs 213-224, Miami.

- Sashi K. Kunnath, Andrei M. Reinhorn and Young J. Park (1990) “Analytical modeling of inelastic seismic response of R/C structures”, Journal of Structural Engineering.
- Soliman M. T. M. y Yu C. W. (1967) “The Flexural Stress-Strain Relationship of Concrete Confined by Rectangular Transverse Reinforcement, Management of Concrete Research, Vol. 19, No. 61, págs 223-238.
- the Federal Emergency Management Agency (Report No. FEMA 273), Washington
- Vamvatsikos, D. and C.A Cornell (2002). “Incremental Dynamic Analysis”, Earthquake Engineering and structural Dynamics.
- Vargas Y. (2013) Análisis estructural estático y dinámico probabilista de edificios de hormigón armado. Aspectos metodológicos y aplicaciones a la evaluación del daño. Tesis Doctoral, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.
- Vargas Y.F., Barbat A.H., Pujades L.G. and Hurtado J.E. (2012) Probabilistic Vulnerability Assessment of a Reinforced Concrete Structures by using a 3-D model, Proceeding of the 15th World Conference Earthquake Engineering, Lisboa 2012.
- Wilson E.L. (2004). Static and Dynamic Analysis of structures, Computers and Structures, Berkeley, CA.
- Wilson, E. L. (2004). Static and Dynamic Analysis of structures, Computers and Structures, Berkeley, CA.
- Young J. Park, Andrei M. Reinhorn and Sashi K. Kunnath. (1987). “IDARC: Inelastic damage analysis of reinforced concrete frame – shear-wall structures”, National Center for Earthquake Engineering Research, Technical Report NCEER-87-0008.

Apéndices

En el presente anexo se muestran los diagramas de flujo de los dos métodos de análisis utilizados en esta tesis. Es importante resaltar que estos diagramas representan una forma particular de ejecutar cada método por parte del autor de esta tesis. El anexo A se presenta como una herramienta gráfica para llevar a cabo diseños que siguen los procedimientos descritos en la normativa colombiana de construcción sismo resistente NSR-10. El anexo B presenta de manera secuencial la implementación y ejecución del cálculo dinámico no lineal de edificaciones de concreto reforzado. Leves variaciones en estos diagramas de flujo permiten considerar otras tipologías estructurales.

Apéndice A. Diagrama de flujo - método de análisis modal espectral AME.



Apéndice B. Diagrama de flujo - método de análisis dinámico no lineal ADNL.

